

# **SKRIPSI**

## **ALTERNATIF PERENCANAAN DINDING GESER (SHEAR WALL) DENGAN SISTEM KANTILEVER PADA GEDUNG FAKULTAS ILMU SOSIAL UNIVERSITAS NEGERI MALANG**



Disusun Oleh:

**CRISTOVAO AMARAL**

**14.21.902**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL  
MALANG  
2016**

**LEMBAR PERSETUJUAN  
SKRIPSI**

**“ALTERNATIF PERENCANAAN DINDING GESER (SHEAR WALL)  
DENGAN SISTEM KANTILEVER PADA GEDUNG FAKULTAS ILMU  
SOSIAL UNIVERSITAS NEGERI MALANG”**

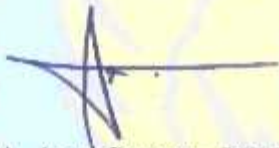
*Disusun dan Diajukan Sebagai Salah Satu Syarat Memperoleh Gelar  
Sarjana Teknik Sipil S-1  
Institut Teknologi Nasional Malang*

**Disusun Oleh :  
CRISTOVAO AMARAL**

**14.21.902**

**Disetujui Oleh :**

***Dosen Pembimbing I***



**( Ir. A. Agus Santosa, MT )**

***Dosen Pembimbing II***



**( Ir. Ester Priskasari, MT )**

**Mengetahui :**

***Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1***



**( Ir. A. Agus Santosa, MT )**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL  
MALANG  
2016**

**LEMBAR PENGESAHAN  
SKRIPSI**

**“ALTERNATIF PERENCANAAN DINDING GESER (SHEAR  
WALL) DENGAN SISTEM KANTILEVER PADA GEDUNG  
FAKULTAS ILMU SOSIAL UNIVERSITAS NEGERI MALANG”**

*Dipertahankan Dihadapan Majelis Penguji Sidang Skripsi  
Jenjang Strata Satu (S-1)  
Pada Hari : Senin  
Tanggal : 14 Agustus 2016  
Dan Diterima Untuk Memenuhi Salah Satu Persyaratan  
Guna Memperoleh Gelar Sarjana Teknik Sipil*

**Disusun Oleh :  
CRISTOVAO AMARAL  
14.21.902**

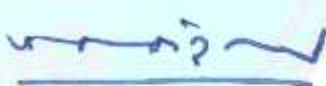
**Disahkan Oleh :**

**Ketua**  
  
**( Ir. A. Agus Santosa, MT )**

**Sekretaris**  
  
**( Ir. Munasih, MT )**

**Anggota Penguji:**

**Penguji I**  
  
**( Ir. Bambang Wedyantadji, MT )**

**Penguji II**  
  
**( Ir. H. Sudirman Indra, MSc )**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL  
MALANG  
2016**

## PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI

Saya yang bertanda tangan di bawah ini :

**Nama** : CRISTOVAO AMARAL  
**NIM** : 14.21.902  
**Program Studi** : Teknik Sipil S-1  
**Fakultas** : Teknik Sipil dan Perencanaan

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa skripsi saya yang berjudul :

“ALTERNATIF PERENCANAAN DINDING GESER (SHEAR WALL)  
DENGAN SISTEM KANTILEVER PADA GEDUNG FAKULTAS ILMU  
SOSIAL UNIVERSITAS NEGERI MALANG”

Adalah hasil karya saya sendiri dan bukan merupakan duplikat serta mengutip  
atau menyadur seluruhnya dari hasil karya orang lain, kecuali yang disebut dari  
sumber aslinya dan tercantum dalam daftar pustaka.

Malang, Oktober, 2016

Yang membuat pernyataan



( CRISTOVAO AMARAL )

14.21.902



## ABSTRAKSI

### **ALTERNATIF PERENCANAAN DINDING GESER (SHEAR WALL) DENGAN SISTEM KANTILEVER PADA GEDUNG FAKULTAS ILMU SOSIAL UNIVERSITAS NEGERI MALANG. Cristovao Amaral, 14.21.902.**

Program Studi Teknik Sipil S-1 Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Nasional Malang. Pembimbing I : Ir. A.AGUS SANTOSA, MT., Pembimbing II : Ir. Ester Priskasari, MT.

---

Indonesia adalah negara yang terletak di antara dua lempengan gempa tektonik yang rawan terjadi gempa. Pembangunan infrastruktur sekarang ini harus memenuhi syarat ketahanan terhadap gempa. Struktur yang tahan terhadap gempa harus mampu menahan gaya lateral dan gaya geser yang diakibatkan gempa. Gempa bumi termasuk beban dinamis dimana beban ini memiliki kekuatan yang besar dengan arah yang tidak dapat diprediksi.

Sehubungan dengan hal diatas, maka perencana dalam merencanakan gedung dapat menggunakan sistem struktur penahan gaya seismik sesuai dengan SNI 03-2847-2013 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung dan SNI 03-1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung dan Non Gedung. Kedua SNI ini merupakan dasar utama dalam perencanaan struktur dengan sistem struktur penahan gaya seismik. Peraturan pembebanan yang digunakan adalah SNI 1727-2012.

Terdapat alternatif sistem atau subsistem struktur gedung yang dapat digunakan untuk perencanaan struktur tahan gempa menurut SNI 03-1726-2012 yaitu dengan system kantilever dinding geser Pada Gedung Fakultas Ilmu Social Universitas Negeri Malang dengan Delapan (8) lantai yang baru saja dibangun yaitu merupakan salah satu bangunan yang bertingkat tinggi. Pada lantai satu sampai tujuh memiliki tinggi 30.00 m dan bentang memanjang 54.00 m, bentang melintang 25.20 m.

Untuk mencapai kondisi diatas diperlukan detail penulangan yang benar dan harus disesuaikan dengan system yang ada terutama pada bagian sendi plastis yang kemungkinan mengalami plastisitas lebih dahulu apabila terjadi gempa kuat. Salah satu solusi yang digunakan untuk meningkatkan kinerja struktur bangunan tingkat tinggi dengan pemasangan dinding geser (*Shearwall*). Dinding geser sebagai komponen struktur vertikal yang terbuat dari dinding beton yang dipasang secara vertikal pada sisi dinding suatu gedung dengan perletakan tertentu yang relatif sangat kaku. Pada penulisan tugas akhir ini dinding geser dengan Kantilever yang diletakkan pada sumbu lemah suatu gedung.

Penulisan ini ditujukan untuk menganalisa tulangan longitudinal dan tulangan transversal serta dimensi yang efektif. Dari hasil perhitungan dimensi dinding geser memiliki panjang 720 cm tebal 40 cm. Tulangan longitudinal segmen 1 sampai segmen 7 berjumlah 70 D 16. Sedangkan Tulangan transversal pada segmen 1 direncanakan Ø12 – 100 pada daerah sendi plastis, di luar sendi plastis Ø12 – 120, dan pada sambungan Ø12 – 60.

Kata Kunci : Tahan Gempa, dinding geser, tulangan longitudinal ,tulangan transversal.

## KATA PENGANTAR

Puji Syukur Kehadirat Tuhan Yang Maha Esa, atas segala Rahmat dan Karunia-Nya, semoga Penulis dapat menyelesaikan proposal skripsi yang berjudul **“Alternatif Perencanaan Dinding Geser (*Shear Wall*) Dengan Sistem Kantilever Pada Gedung Fakultas Ilmu Social Universitas Negeri Malang”** yang baik dan penuh semangat. Dalam penyusunan proposal skripsi merupakan salah satu syarat untuk menyelesaikan studi di program Studi Teknik Sipil S-1, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Nasional (ITN) Malang.

Dan penulis tak lupa mengucapkan terima kasih dan penghargaan yang sebesar-besarnya kepada :

1. Bapak Ir. Sudirman Indra Msc , selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan ITN Malang.
2. Bapak Ir. A. Agus Santosa, MT, selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1 ITN Malang
3. Bapak Ir. A. Agus Santosa, MT, selaku dosen Pembimbing I dan Ibu Ir. Ester Priskasari, selaku dosen Pembimbing II.
4. Semua Dosen Teknik Sipil ITN Malang.

Penulis menyadari bahwa penyusunan skripsi ini masih jauh dari sempurna. Demikian jika ada kekurangan dalam hal isi maupun sistematis penulisannya, oleh karena itu sangat diharapkan kritik dan saran yang bersifat membangun demi penyempurnaan skripsi ini dengan baik.

Malang..... Oktober 2016

Penulis

## DAFTAR ISI

	Halaman
ABSTRAKSI .....	i
LEMBAR PERSETUJUAN .....	ii
LEMBAR PENGESAHAN .....	iii
PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI .....	iv
KATA PENGANTAR .....	v
DAFTAR ISI .....	vi
DAFTAR TABEL .....	vii
DAFTAR GAMBAR .....	viii

## BAB I PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang .....	1
1.2. Rumusan Masalah .....	2
1.3. Maksud dan Tujuan .....	3
1.4. Batasan Masalah .....	3
1.5. Manfaat .....	4

## BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Konsep Dasar Perencanaan Struktur Tahan Gempa .....	5
2.2. Perencanaan Kapasitas .....	6
2.3. Sistem Struktur beton bertulang Penahan Gaya Seismik .....	7

2.4. Perencanaan Struktur Terhadap Beban Gempa .....	8
2.5. Dinding Geser .....	19
2.5.1. Pengertian Umum Dinding Geser .....	19
2.5.2. Fungsi Dinding Geser .....	20
2.5.3. Dinding Geser Berdasarkan Bentuk.....	21
2.5.4. Jenis-Jenis Dinding Geser .....	23
2.6. Perencanaan Dinding Geser Kantilever .....	25
2.7. Perencanaan Pembebanan .....	36
2.8. Eksentrisitas Pusat Massa Terhadap Pusat Rotasi .....	39
2.8. Simpangan Antar Lantai ( Story Drift) .....	41

### **BAB III     DATA PERENCANAAN**

3.1. Data-data Perencanaan .....	42
3.2. Tahapan Perencanaan.....	43
3.3. Diagram Alir.....	45
3.4. Analisa Pembebanan.....	47
3.5. Data Gambar Struktur .....	48
3.6. Perencanaan Dimensi Balok,Kolom,Plat, Dinding Geser .....	53
3.7. Perhitungan Pembebanan .....	58
3.8. Perhitungan Berat Sendiri Bangunan.....	60
3.9. Perhitungan Gaya-gaya Gempa .....	70
3.10. Perhitungan Pusat Kekakuan .....	79



3.11. Perhitungan Eksentrisitas Rencana .....	89
3.12. Perhitungan Pusat Kekakuan Struktur .....	100
3.13. Wilayah Gempa Dan Spektrum Respon .....	110
3.14. kinerja batas layan dan kinerja batas ultimit .....	127
3.15. Input Dimensi Penampang Balok .....	131

#### **BAB IV PENULANGAN DINDING GESER**

4.1. Perhitungan Penulangan Dinding Ditinjau Dari Arah X .....	136
4.1.1. Penulangan Longitudinal pada Segmen 1 Ditinjau dari Arah X .....	136
4.1.2. Penulangan Longitudinal pada Segmen 1 Ditinjau dari Arah Z .....	143
4.1.3. Penulangan Horizontal pada Segmen 1 Ditinjau dari Arah X .....	147
4.1.4. Penulangan Horizontal pada Segmen 1 Ditinjau dari Arah Z .....	149
4.1.5. Panjang Sambungan lewatan Tulangan Vertikal .....	151

#### **BAB V KESIMPULAN DAN SARAN**

5.1. Kesimpulan .....	153
5.2. Saran.....	154

#### **DAFTAR PUSTAKA**

#### **LAMPIRAN**

## DAFTAR TABEL

<b>Gambar</b>	<b>Judul</b>	<b>Hal.</b>
Tabel 2.1	Koefisin situs $F_a$ berdasarkan parameter percepatan spectral desain pada periode pendek.	11
Tabel 2.2	Koefisin situs $F_v$ berdasarkan parameter percepatan spektral desain pada periode 1 detik	12
Tabel 2.3	Faktor $R, C_d, \Omega_0$	14
Tabel 2.4	Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa	16
Tabel 2.5	Faktor Keutamaan Gempa	16
Tabel 2.6	Nilai Parameter periode pendekatan $C_r$ dan $x$ Nilai maksimum periode bangunan ( $T_{a \text{ maksimum}}$ ) ditentukan oleh rumus	18
Tabel 2.7	Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung	18
Tabel 3.1	Dimensi balok dengan rumus empiris dan data proyek	55
Tabel 3.2	Dimensi Kolom dengan rumus empiris dan data proyek	55
Tabel 3.3	beban mati pada lantai 8 / Atap	59
Tabel 3.4	beban mati pada lantai 2-7	59
Tabel 3.5	beban Hidup pada lift	60
Tabel 3.6	Beban mati pada Atap	61
Tabel 3.7	Beban Hidup pada Atap	62
Tabel 3.8	Beban mati pada lantai 7	64
Tabel 3.9	Beban Hidup pada lantai 7	65

Tabel 3.10	Beban mati pada lantai 5-6	66
Tabel 3.11	Beban Hidup pada lantai 5-6	67
Tabel 3.12	Beban mati pada lantai 2-4	69
Tabel 3.13	Beban Hidup pada lantai 2-4	69
Tabel 3.14	berat total bangunan	70
Tabel 3.15	Pusat Kekakuan (CR) Tiap Lantai	88
Tabel 3.16	Eksentrisitas rencana	89
Tabel 3.17	faktor keutamaan Gempa	113
Tabel 3.18	Klasifikasi Situs	114
Tabel 3.19	Klasifikasi Situs Fa	114
Tabel 3.20	Klasifikasi Situs Fv	115
Tabel 3.21	Kategori Design Seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek	116
Tabel 3.22	Kategori Design Seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik	116
Tabel 3.23	Koefisien Untuk Batas Atas pada Perioda yang dihitung	118
Tabel 3.24	Koefisien Untuk Batas Atas pada Perioda yang dihitung	118
Tabel 3.25	Faktor R, Cd dan $\Omega_0$ untuk sistem penahan gaya gempa	120
Tabel 3.26	Tabel reduksi beban gempa	124
Tabel 3.27	Tabel Kinerja Batas Layan	125
Tabel 3.28	Tabel Kinerja Batas Ultimit	128
Tabel 3.28	Momen dan Gaya Geser Maksimum	135

## DAFTAR GAMBAR

<b>Gambar</b>	<b>Judul</b>	<b>Hal.</b>
Gambar 2.1	Mekanisme Keruntuhan Ideal Suatu Struktur Gedung Dengan Sendi Plastis Terbentuk Pada Ujung-Ujung Balok, Kaki kolom dan Kaki Dinding Geser.	6
Gambar 2.2	Peta Respon Spektra Percepatan 0.2 detik ( $S_S$ ) di batuan dasar( $S_B$ )	9
Gambar 2.3	Peta Respon Spektra Percepatan 1 detik ( $S_1$ ) di batuan dasar ( $S_B$ )	10
Gambar 2.4	Respon spektrum desain	12
Gambar 2.5	Tata letak dinding geser	22
Gambar 2.6	Bentuk dinding geser	22
Gambar 2.7	Dinding geser kantilever	23
Gambar 2.8	Dinding geser berangkai	24
Gambar 2.9	Dinding geser dengan bukaan	25
Gambar 2.10	Pembatasan Minimum dimensi dinding	26
Gambar 2.11	diagram tegangan,regangan	30
Gambar 3.1	Perletakan Dinding Geser Pada Denah Lantai 1-8	48
Gambar 3.2	Rencana Kolom Lantai 1-8	49
Gambar 3.3	Rencana Balok Lantai 2-4	50
Gambar 3.4	Rencana Balok Lantai 5-7	51
Gambar 3.5	Rencana Balok Lantai 8	52
Gambar 3.6	Potongan Dimensi Penampang Dinding Geser	56



Gambar 3.8	Render hasil potongan berat bangunan lantai 2	71
Gambar 3.9	Render hasil potongan berat bangunan lantai 3	72
Gambar 3.10	Render hasil potongan berat bangunan lantai 4	73
Gambar 3.11	Render hasil potongan berat bangunan lantai 5	75
Gambar 3.12	Render hasil potongan berat bangunan lantai 6	76
Gambar 3.13	Render hasil potongan berat bangunan lantai 7	77
Gambar 3.14	Render hasil potongan berat bangunan lantai 8	78
Gambar 3.15	Render hasil potongan berat bangunan lantai 1	80
Gambar 3.16	Render hasil potongan berat bangunan lantai 2	81
Gambar 3.17	Render hasil potongan berat bangunan lantai 3	82
Gambar 3.18	Render hasil potongan berat bangunan lantai 4	83
Gambar 3.19	Render hasil potongan berat bangunan lantai 5	84
Gambar 3.20	Render hasil potongan berat bangunan lantai 6	86
Gambar 3.21	Render hasil potongan berat bangunan lantai 7	87

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Pembangunan di Indonesia saat ini mengalami perkembangan dengan sangat pesat, diantaranya perkembangan di bidang konstruksi seperti Gedung kuliah, hotel, apartamen, perkantoran, dan masih banyak lagi. Tinggi atau rendahnya suatu bangunan berkaitan erat dengan masalah sistem pembebanan lateral. Semakin tinggi suatu bangunan maka sistem pembebanan lateral yang dapat berupa beban angin dan atau beban gempa yang akan semakin besar dengan bertambah tingginya gedung. Oleh karena itu pembangunan infrastruktur di Indonesia harus juga memenuhi persyaratan ketahanan terhadap gempa.

Sehubungan dengan hal diatas, maka perencana dalam merencanakan gedung dapat menggunakan sistem struktur penahan gaya seismik sesuai dengan SNI 03-2847-2013 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung dan SNI 03-1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung dan Non Gedung. Kedua SNI ini merupakan dasar utama dalam perencanaan struktur dengan sistem struktur penahan gaya seismik. Peraturan pembebanan yang digunakan adalah SNI 1727-2012.

Terdapat alternatif sistem atau subsistem struktur gedung yang dapat digunakan untuk perencanaan struktur tahan gempa menurut SNI 03-1726-2012 yaitu dengan system kantilever dinding geser Pada Gedung Fakultas Ilmu Social Universitas Negeri Malang dengan tujuh (8) lantai yang baru saja dibangun yaitu merupakan salah satu bangunan yang bertingkat tinggi. Pada lantai satu sampai tujuh memiliki tinggi 30.00 m dan bentang memanjang 60.00 m, bentang melintang 25.20 m.

Dalam proposal ini penyusun akan merencanakan struktur dengan sistim dinding geser kantilever yang dapat menyumbangkan kekakuan struktur, menahan gaya-gaya lateral, gaya-gaya horizontal dan gempa.

Beranjak dari beberapa hal diatas, maka dalam skripsi ini berjudul . **“Alternatif Perencanaan Dinding Geser ( *Shear Wall* ) dengan sistem Kantilever Pada Gedung Fakultas Ilmu Sosial Universitas Negeri Malang.”**

Oleh karena itu, dinding geser sebagai dinding struktural sangat efektif dalam memikul gaya lateral dan membatasi defleksi lateral, karena kekakuan dinding geser lebih besar dari pada kekakuan portal rangka sehingga dinding geser dapat mengontrol stabilitas struktur secara keseluruhan. Disamping itu, dinding geser dapat mereduksi jumlah dan jarak penulangan pada balok dan kolom.

## **1.2 Rumusan Masalah**

- 2.1.1 Berapa dimensi dinding geser yang dibutuhkan untuk merencanakan dinding geser kantilever pada Gedung Fakultas ilmu social Universitas Nengeri Malang?
- 2.1.2 Berapa jumlah tulangan yang dibutuhkan untuk merencanakan dinding geser kantilever.
- 2.1.3 Bagaimana gambar penulangan pada dinding geser kantilever ?

### **1.3 Maksud dan Tujuan**

Tujuan perencanaan adalah untuk memahami perencanaan struktur dinding geser dengan sistem kantilever dan untuk lebih menjamin perilaku struktur terhadap gaya lateral serta sebagai alternative dalam perencanaan struktur bangunan bertingkat yaitu;

- 1.3.1 Untuk mengetahui dengan jelas mengenai pendetailan dimensi pada Dinding Geser Kantilever.
- 1.3.2 Untuk mengetahui jumlah tulangan yang digunakan dalam perencanaan Dinding Geser Kantilever.
- 1.3.3 Untuk menggambarkan penulangan longitudinal dan penulangan transversal pada dinding Geser Kantilever.

### **1.4 Batasan masalah**

Batasan masalah dalam penulisan proposal skripsi ini adalah untuk membatasi penyimpangan pembahasan pada perencanaan dinding geser yang dikhususkan adalah dinding geser dengan sistem kantilever. Batasan – batasan yang di Dalam perencanaan ini, penyusun membatasi lingkup pembahasan yang meliputi :

- 1.4.1 Analisa dimensi dinding geser.
- 1.4.2 Perencanaan penulangan transversal dan penulangan longitudinal.
- 1.4.3 Gambar penulangan longitudinal dan penulangan tranversal.
- 1.4.4 Analisa Struktur dengan menggunakan Program Bantu Komputer yaitu : Structural Analysis And Design-Program ( STAAD-PRO)



## **1.5 Manfaat**

Adapun Manfaat dari perencanaan yang dilakukan, yaitu :

- 1.5.1 Dapat lebih memahami perencanaan struktur beton bertulang melalui penerapan langsung ilmu-ilmu struktur beton bertulang yang diperoleh di bangku kuliah.
- 1.5.2 Memperoleh keterampilan dalam bidang perencanaan struktur beton bertulang dengan menggunakan Dinding Geser Kantilever.
- 1.5.3 Dapat dijadikan referensi bagi pembaca yang ingin mengetahui dan mendalami ilmu dibidang struktur bangunan beton bertulang khususnya dalam perencanaan Dinding Geser Kantilever.

## BAB II

### TINJAUAN PUSTAKA

#### 2.1 Konsep Dasar Perencanaan Struktur Tahan Gempa

Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh gempa rencana, semua unsur struktur gedung, semua bagian dari struktur dan non struktur seperti rangka (portal), dinding geser, kolom, balok, lantai, lantai tanpa balok (plat lantai cendawan) dan kombinasinya, harus diperhitungkan memikul gempa rencana. Kemampuan Struktur yang direncanakan mampu bertahan karena beban bolak-balik dengan memasuki perilaku inelastis tanpa mengurangi kekuatan yang berarti. Karena selisih energi beban gempa mampu disebarkan dan diserap oleh struktur yang bersangkutan dalam bentuk kemampuan deformasi secara inelastis disebut sebagai **daktilitas struktur**.

Jadi daktilitas adalah kemampuan suatu struktur gedung untuk mengalami simpangan pasca-elastik yang besar secara berulang kali dan bolak-balik akibat beban gempa yang menyebabkan terjadinya pelelehan pertama, sambil mempertahankan kekuatan dan kekakuan yang cukup, sehingga struktur gedung tersebut tetap berdiri (tegar), walaupun sudah berada dalam kondisi di ambang keruntuhan.

Perencanaan suatu struktur gedung pada daerah gempa haruslah memenuhi falsafah perencanaan gedung tahan gempa, yaitu:

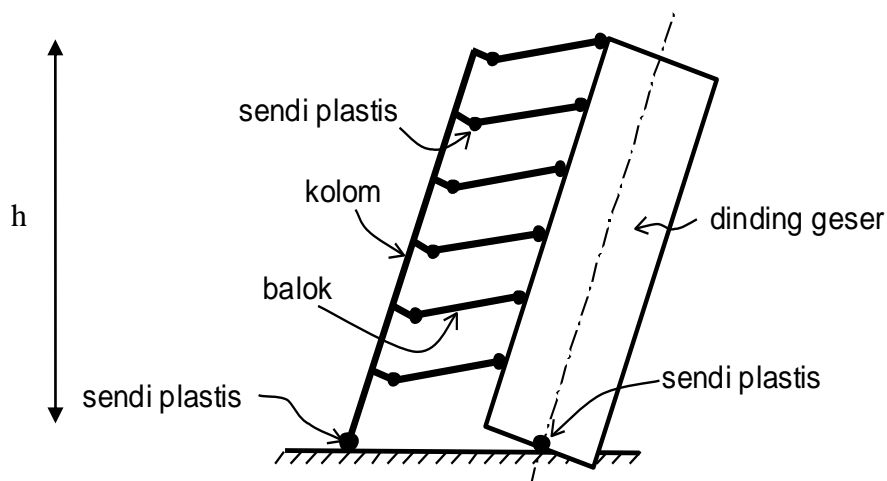
- a) Bangunan dapat menahan gempa bumi kecil atau ringan tanpa mengalami kerusakan.
- b) Bangunan dapat menahan gempa bumi sedang tanpa kerusakan yang berarti pada struktur utama walaupun ada kerusakan pada struktur sekunder.

- c) Bangunan dapat menahan gempa bumi kuat tanpa mengalami keruntuhan total bangunan, walaupun bagian struktur utama sudah mengalami kerusakan (Teruna, Daniel Rumbi 2007)

Struktur yang direncanakan diharapkan mampu bertahan oleh beban bolak-balik memasuki perilaku inelastik tanpa mengurangi kekuatan yang berarti. Karena itu, selisih energi beban gempa harus mampu disebarkan dan diserap oleh struktur yang bersangkutan dalam bentuk kemampuan berdeformasi secara inelastis. Kemampuan ini yang disebut sebagai kemampuan daktilitas struktur.

## 2.2 Perencanaan Kapasitas

Faktor daktilitas suatu struktur gedung merupakan dasar bagi penentuan beban gempa yang bekerja pada struktur gedung. Karena itu, tercapainya tingkat daktilitas yang diharapkan harus terjamin dengan baik. Hal ini dapat tercapai dengan menetapkan suatu persyaratan yang disebut “kolom kuat balok lemah”. Hal ini berarti, bahwa akibat pengaruh Gempa Rencana, sendi-sendi plastis di dalam struktur gedung hanya boleh terjadi pada ujung-ujung balok dan pada kaki kolom dan kaki dinding geser saja. Secara ideal, mekanisme keruntuhan suatu struktur gedung terdapat pada gambar 2.2 berikut ini:



**Gambar 2.1 Mekanisme Keruntuhan Ideal Suatu Struktur Gedung Dengan Sendi Plastis Terbentuk Pada Ujung-Ujung Balok, Kaki Kolom Dan Kaki Dinding Geser**

## **2.3 Sistem Struktur beton bertulang Penahan Gaya Seismik**

Sistem struktur Penahan Gaya Seismik secara umum dapat dibedakan atas tiga (3) Sistem Rangka yaitu: Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM), Sistem Dinding Struktural (SDS), dan Sistem Ganda (gabungan SRPM dan SDS).

### **2.3.1 Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM)**

Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB), suatu sistem rangka yang memenuhi ketentuan pasal – pasal SNI 2847-2013 tentang “*persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung*”. Sistem rangka ini pada dasarnya memiliki tingkat daktilitas terbatas dan hanya cocok digunakan di daerah dengan resiko gempa yang rendah cocok di gunakan untuk KDS A,B.

Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM), suatu sistem rangka yang selain memenuhi ketentuan-ketentuan untuk rangka pemikul momen biasa juga memenuhi ketentuan-ketentuan detailing yang ketat SNI 2847-2013. Sistem ini memiliki daktilitas sedang dan cocok digunakan pada KDS C.

Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), suatu sistem rangka yang selain memenuhi ketentuan-ketentuan untuk rangka pemikul momen biasa juga memenuhi ketentuan-ketentuan detailing yang ketat sesuai dengan SNI 2847-2013. Sistem ini memiliki daktilitas penuh dan cocok digunakan di KDS D,E,F

### **2.3.2 Sistem Dinding Struktural (SDS)**

Sistem Dinding Struktural Biasa (SDSB), suatu dinding struktural yang memenuhi ketentuan SNI-2847-2013 tentang “*persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung*”. Dinding ini memiliki tingkat daktilitas terbatas dan cocok digunakan pada KDS C.



Sistem Dinding Struktural Khusus (SDSK), suatu dinding struktural yang selain memenuhi ketentuan untuk dinding struktural biasa. Sistem ini pada prinsipnya memiliki tingkat daktilitas penuh dan digunakan pada KDS D,E,F.

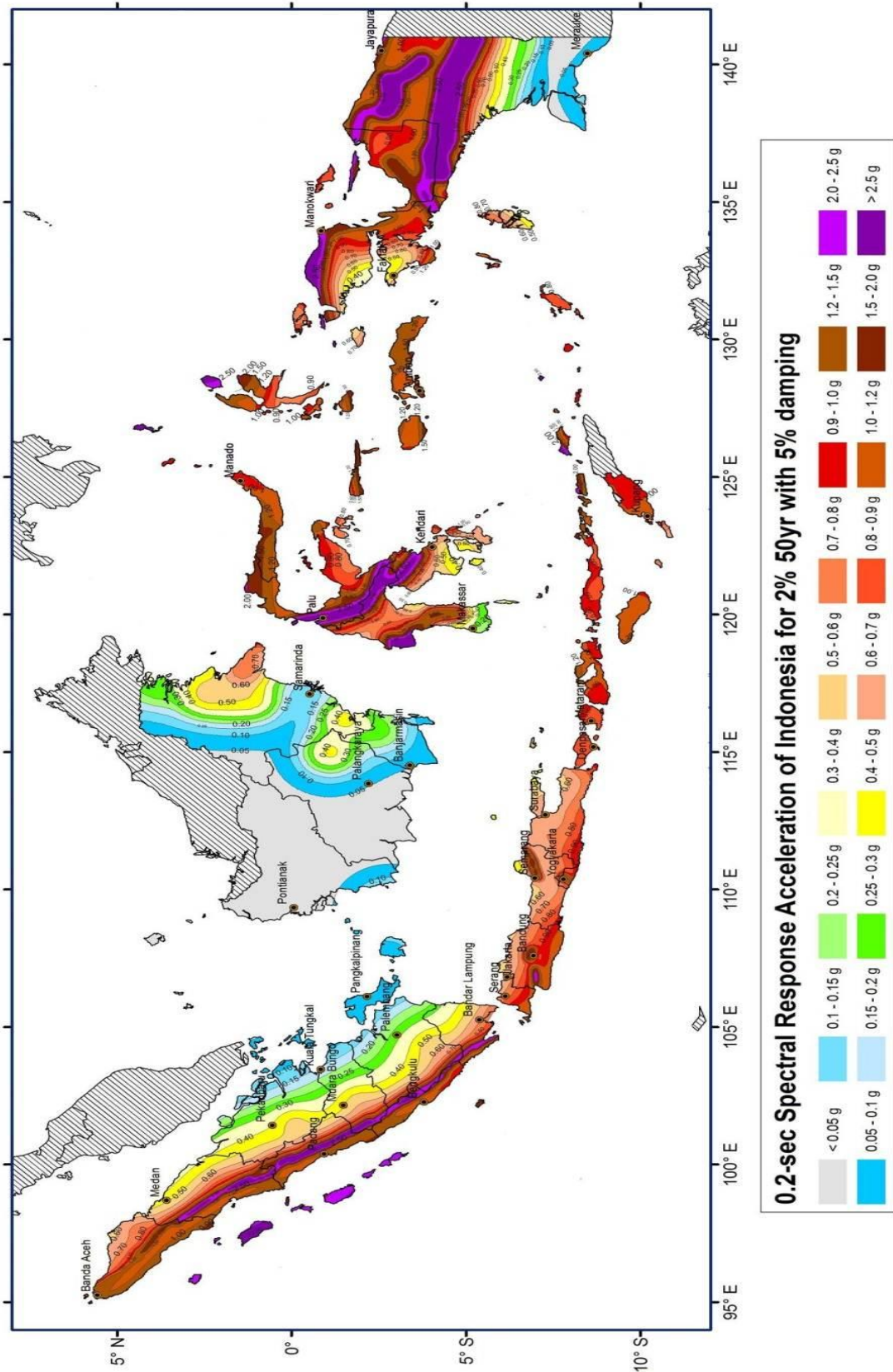
### **2.3.3 Sistem Ganda**

Sistem ini terdiri dari sistem rangka yang digabung dengan sistem dinding struktural. Rangka ruang lengkap berupa Sistem Rangka Pemikul Momen berfungsi memikul beban gravitasi. Sesuai tabel 9 di SNI 1726-2012 pasal 7.2.2 ,pasal 7.2.3 dan pasal 7.2.4.Sistem struktur yang digunakan harus sesuai dengan batasan sistem struktur dan batasan ketinggian struktur.

## **2.4 Perencanaan Struktur Terhadap Beban Gempa**

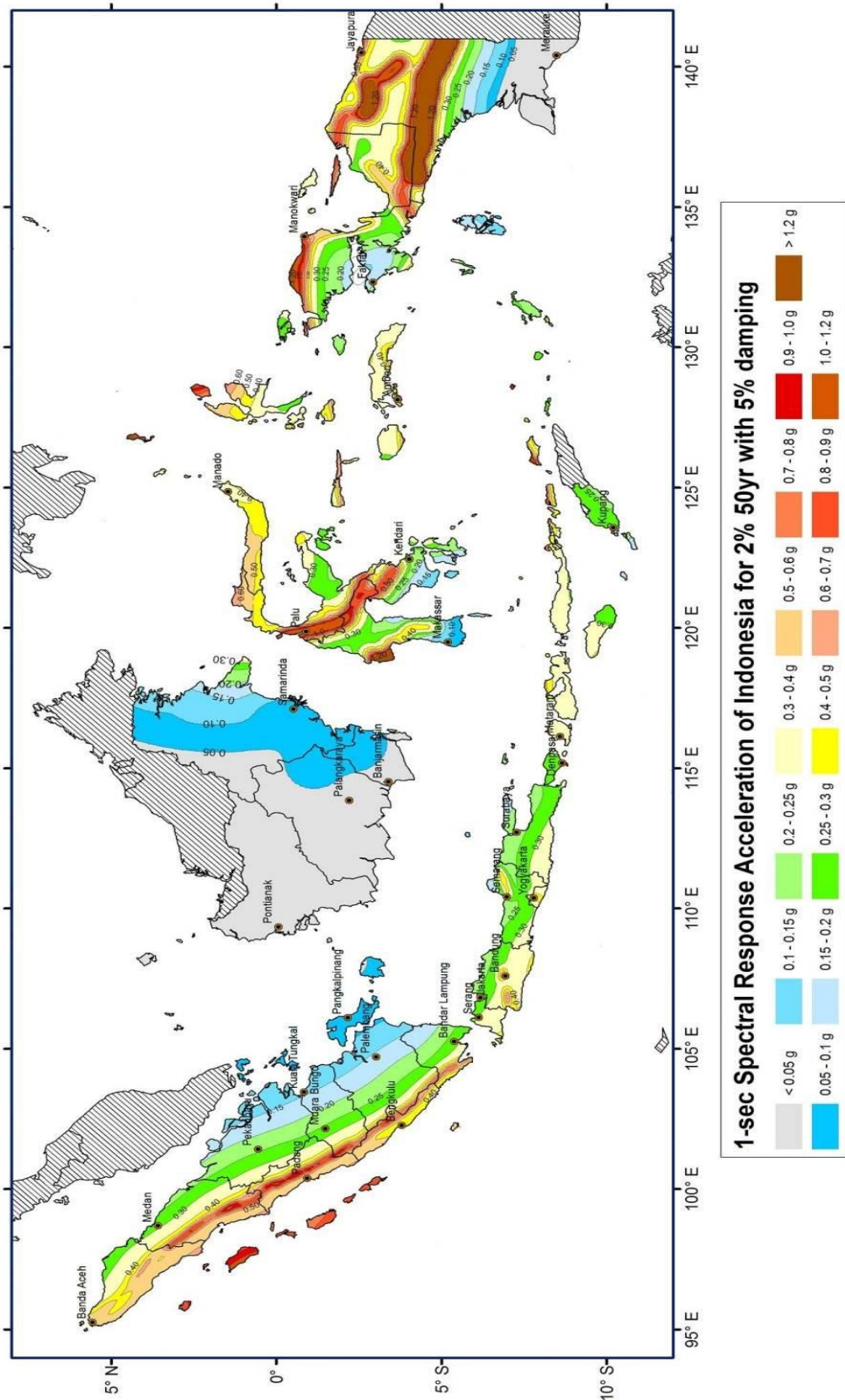
Perencanaan struktur tahan gempa dalam suatu perencanaan gedung harus diperhitungkan mampu memikul pengaruh beban rencana.Dalam suatu sistem yang terdiri dari kombinasi dinding geser dan rangka terbuka, beban geser dasar nominal akibat pengaruh gempa rencana yang dipikul oleh rangka – rangka terbuka harus mampu menahan paling sedikit 25% pada setiap tingkat.(*Pasal 7.2.5.8 SNI 03-1726-2012*).

Pada SNI 03-1726-2012 pembagian wilayah gempa di Indonesia tidak dibagi menjadi 6 zona lagi melainkan diberikannya peta – peta gerak tanah seismik dan koefisien resiko dari gempa maksimum yang dipertimbangkan.Peta – Peta yang tersedia ini meliputi Peta gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko tertarget (  $MCE_R$ ) yaitu parameter – parameter gerak tanah  $S_S$  dan  $S_1$  ,kelas situs SB.  $S_S$  adalah parameter nilai percepatan respons spektral gempa  $MCE_R$  risiko-tertarget pada perioda pendek.  $S_1$  adalah parameter nilai percepatan respons spektral gempa  $MCE_R$  risiko-tertarget pada perioda 1 detik.



Sumber : SNI 1726 – 2012 Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung dan non gedung (pasal 14)

Gambar 2.2 Peta Respon Spektra Percepatan 0.2 detik ( $S_S$ ) di batuan dasar ( $S_B$ )



Sumber : SNI 1726 – 2012 Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung dan non gedung (pasal 14)

Gambar 2.3 Peta Respon Spektra Percepatan 1 detik ( $S_1$ ) di batuan dasar ( $S_B$ )

Parameter percepatan spektral desain pada periode pendek maupun pada periode 1 detik dapat di tentukkan menggunakan rumus berikut

$$S_{DS} = 2/3 F_a \cdot S_s$$

$$S_{D1} = 2/3 F_v \cdot S_1$$

Dimana :  $S_{DS}$  = Kategori desain seismik berdasarkan parameter percepatan spektral desain pada periode pendek.

$S_{D1}$  = Kategori desain seismik berdasarkan parameter percepatan spektral desain pada periode 1 detik.

$F_a$  = Koefisin situs berdasarkan parameter percepatan spectral desain pada periode pendek. (Tabel 2.1)

$F_v$  = Koefisin situs berdasarkan parameter percepatan spectral desain pada 1 detik. (Tabel 2.2)

Kelas Situs	Parameter respon spektral percepatan gempa $MCE_R$ terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik $S_s$				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	$SS^b$				

**Tabel 2.1 Koefisin situs  $F_a$  berdasarkan parameter percepatan spektral desain pada periode pendek.**

**CATATAN:**

- a) Untuk nilai-nilai antara  $S_s$  di lakukan Interpolasi linear

- b) SS=situs yang memerlukan investigasi goeteknik spesifik dan analisis respon-spesifik,lihat 6.10.1

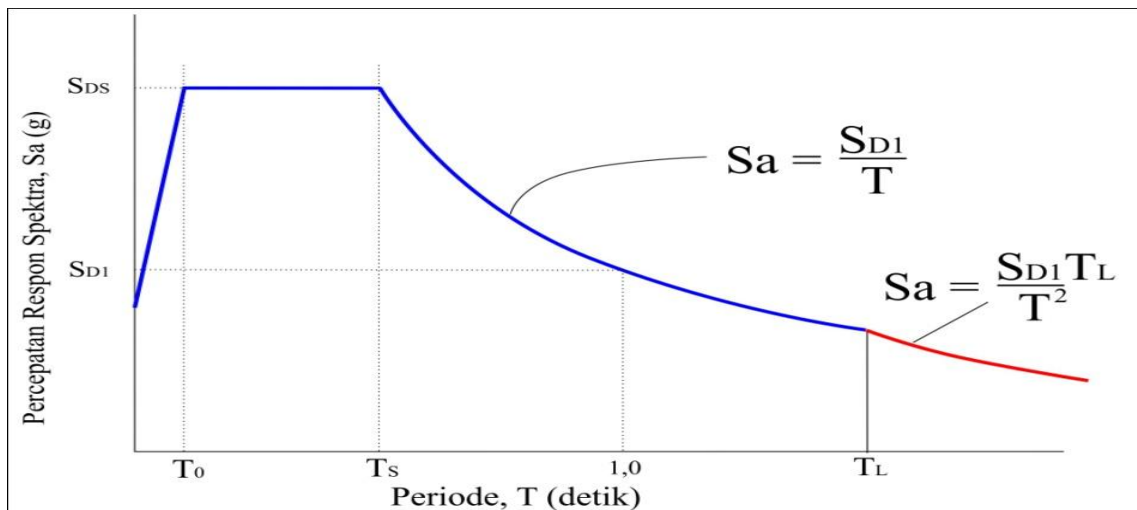
Kelas Situs	Parameter respon spektral percepatan gempa $MCE_R$ terpetakan pada periode pendek, $T=1$ detik $S_S$				
	$S_1 0,1$	$S_1 0,2$	$S_1 0,3$	$S_S 0,4$	$S_1 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS <sup>b</sup>				

**Tabel 2.2 Koefisin situs  $F_v$  berdasarkan parameter percepatan spektral desain pada periode pendek pada periode 1 detik.**

**CATATAN:**

- a) Untuk nilai-nilai antara  $S_1$  di lakukan Interpolasi linear
- b) SS=situs yang memerlukan investigasi goeteknik spesifik dan analisis respon-spesifik,lihat 6.10.1

Pembuatan Spektrum Respon desain mengacu pada nilai  $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$  seperti gambar di bawah ini :



**Gambar 2.4 Respon spektrum desain**

Prosedur gaya lateral ekuivalen dalam menentukan geser dasar seismik

menggunakan rumus :

$$V = C_s W$$

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Batasan Perhitungan  $C_s$

$$C_{s \max} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$C_{s \min} = 0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01$$

Nilai  $C_s$  yang dipakai ialah nilai yang paling kecil

Dimana :  $V$  = Geser dasar seismik  
 $C_s$  = Koefisien respon seimik

$R$  = Koefisien modifikasi respons (*Tabel 2.3*)

$I_e$  = Faktor keutamaan gempa (*Tabel 2.3*)

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, $R^a$	Faktor kuat-lebih sistem, $g_0$	Faktor pembesaran defleksi, $C_d^b$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggistruktur, $h_n$ (m) <sup>c</sup>				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D <sup>d</sup>	E <sup>d</sup>	F <sup>e</sup>
<b>A. Sistem dinding penumpu</b>	<b>7.1.1</b>	<b>7.1.2</b>	<b>7.1.3</b>	<b>7.1.4</b>	<b>7.1.5</b>	<b>7.1.6</b>	<b>7.1.7</b>	<b>7.1.8</b>
1. Dinding geser beton bertulang khusus	5	2½	5	TB	TB	48	48	30
2. Dinding geser beton bertulang biasa	4	2½	4	TB	TB	TI	TI	TI
3. Dinding geser beton polos didetail	2	2½	2	TB	TI	TI	TI	TI
4. Dinding geser beton polos biasa	1½	2½	1½	TB	TI	TI	TI	TI
5. Dinding geser pracetak menengah	4	2½	4	TB	TB	12 <sup>k</sup>	12 <sup>k</sup>	12 <sup>k</sup>
6. Dinding geser pracetak biasa	3	2½	3	TB	TI	TI	TI	TI
7. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5	2½	3½	TB	TB	48	48	30
8. Dinding geser batu bata bertulang menengah	3½	2½	2¼	TB	TB	TI	TI	TI
9. Dinding geser batu bata bertulang biasa	2	2½	1¼	TB	48	TI	TI	TI



10.Dinding geser batu bata polos didetail	2	2½	1¼	TB	TI	TI	TI	TI
11.Dinding geser batu bata polos biasa	1½	2½	1¼	TB	TI	TI	TI	TI
12.Dinding geser batu bata prategang	1½	2½	1¼	TB	TI	TI	TI	TI
13.Dinding geser batu bata ringan (AAC) bertulang biasa	2	2½	2	TB	10	TI	TI	TI
14.Dinding geser batu bata ringan (AAC) polos biasa	1½	2½	1½	TB	TI	TI	TI	TI
15.Dinding rangka ringan (kayu) dilapisi dengan panel struktur kayu yang ditujukan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	6½	3	4	TB	TB	20	20	20
16.Dinding rangka ringan (baja canai dingin) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang ditujukan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	6½	3	4	TB	TB	20	20	20
17. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari	2	2½	2	TB	TB	10	TI	TI
<b>B.Sistem rangka bangunan</b>								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2	4	TB	TB	48	48	30
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	6	2	5	TB	TB	48	48	30
3. Rangka baja dengan bresing konsentris biasa	3¼	2	3¼	TB	TB	10 <sup>j</sup>	10 <sup>j</sup>	TI <sup>j</sup>
4. Dinding geser beton bertulang khusus	6	2½	5	TB	TB	48	48	30
5. Dinding geser beton bertulang biasa	5	2½	4½	TB	TB	TI	TI	TI
6. Dinding geser beton polos detail	2	2½	2	TB	TI	TI	TI	TI
7. Dinding geser beton polos biasa	1½	2½	1½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Dinding geser pracetak menengah	5	2½	4½	TB	TB	12 <sup>k</sup>	12 <sup>k</sup>	12 <sup>k</sup>
9. Dinding geser pracetak biasa	4	2½	4	TB	TI	TI	TI	TI
10.Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2	4	TB	TB	48	48	30
11.Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	5	2	4½	TB	TB	48	48	30
12.Rangka baja dan beton komposit dengan bresing biasa	3	2	3	TB	TB	TI	TI	TI
13.Dinding geser pelat baja dan beton komposit	6½	2½	5½	TB	TB	48	48	30
14.Dinding geser baja dan beton komposit khusus	6	2½	5	TB	TB	48	48	30
15.Dinding geser baja dan beton komposit biasa	5	2½	4½	TB	TB	TI	TI	TI
16.Dinding geser batu bata bertulang khusus	5½	2½	4	TB	TB	48	48	30
17.Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	2½	4	TB	TB	TI	TI	TI
18.Dinding geser batu bata bertulang biasa	2	2½	2	TB	48	TI	TI	TI
19.Dinding geser batu bata polos didetail	2	2½	2	TB	TI	TI	TI	TI
20.Dinding geser batu bata polos biasa	1½	2½	1¼	TB	TI	TI	TI	TI
21.Dinding geser batu bata prategang	1½	2½	1¼	TB	TI	TI	TI	TI
22.Dinding rangka ringan (kayu) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser	7	2½	4½	TB	TB	22	22	22
23.Dinding rangka ringan (baja canai dingin) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	7	2½	4½	TB	TB	22	22	22

**Sumber : Pasal 7.2.2 SNI 1726 :2012**  
**Tabel 2.3 Faktor  $R, C_d, \Omega_0$**

<i>Jenis pemanfaatan</i>	<i>Kategori risiko</i>
<p>Gedung dan struktur lainnya yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan , maupun perikanan</li> <li>- Fasilitas sementara</li> <li>- Gudang penyimpanan</li> <li>- Rumah jaga dan struktur lainnya</li> </ul>	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, II, IV, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Perumahan</li> <li>- Ruko dan kantor</li> <li>- Pasar</li> <li>- Gedung perkantoran</li> <li>- Gedung apartemen</li> <li>- Pusat perbelanjaan</li> <li>- Bangunan industri</li> <li>- Fasilitas manufaktur</li> <li>- Pabrik</li> </ul>	II
<p>Gedung dan struktur lainnya yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bioskop</li> <li>- Gedung pertemuan</li> <li>- Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas penitipan anak</li> <li>- Penjara</li> <li>- Bangunan untuk orang jompo</li> </ul> <p>Gedung dan struktur lainnya, tidak termasuk ke dalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan</p>	III



<ul style="list-style-type: none"> <li>- Pusat pembangkit listrik biasa</li> <li>- Fasilitas penanganan air</li> <li>- Fasilitas penanganan limbah</li> <li>- Pusat telekomunikasi</li> </ul>	
<p>Gedung dan struktur lainnya yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting , termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</li> <li>- Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi serta garasi kendaraan darurat</li> <li>- Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya</li> <li>- Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat</li> <li>- Pusat pembangkit energi, dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat</li> <li>- Menara</li> </ul>	IV

*Sumber : Pasal 4.1.2 SNI 1726 -2012*

***Tabel 2.4 Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa***

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, $I_e$
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,5

*Sumber: SNI 03-1726-2012 Pasal 4.1*

***Tabel 2.5 Faktor keutamaan gempa***

Nilai  $I_e$  pada tabel diatas akan dipergunakan dalam rumus untuk menentukan koefisien respon seismik yang akan dibahas pada subbab selanjutnya.

Gaya gempa lateral ( $F_x$ ) yang timbul pada tiap lantai harus ditentukan dengan rumus berikut:

$$F_x = C_{vx} V$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_{ik}}$$

Dimana :

$C_{vx}$  = faktor distribusi vertikal

$V$  = gaya lateral desain total (kN)

$w_i$  dan  $w_x$  = bagian berat seismik efektif total struktur ( $W$ )

yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat

$i$  atau  $x$

$h_i$  dan  $h_x$  = tinggi dari dasar sampai tingkat  $i$  atau  $x$ , (m)

$k$  = eksponen yang terkait dengan periode struktur.

Catatan :

- Untuk struktur yang mempunyai periode  $\leq 0.5$  detik maka nilai  $k$  ialah 1
- Untuk struktur yang mempunyai periode  $\geq 2.5$  detik maka nilai  $k$  ialah 2
- Untuk struktur yang mempunyai periode antara 0.5 - 2.5 detik

Periode adalah besarnya waktu yang dibutuhkan untuk mencapai satu getaran. Periode alami struktur perlu diketahui agar resonansi pada struktur dapat dihindari. Resonansi struktur adalah keadaan dimana frekuensi alami pada struktur sama dengan frekuensi beban luar yang bekerja sehingga dapat menyebabkan keruntuhan pada struktur.

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.2, terdapat dua nilai batas untuk periode bangunan, yaitu nilai minimum periode bangunan ( $T_{a \text{ minimum}}$ ) dan nilai maksimum periode bangunan ( $T_{a \text{ maksimum}}$ ).

Nilai minimum periode bangunan ( $T_{a \text{ minimum}}$ ) ditentukan oleh rumus:

$$T_{a \text{ minimum}} = C_r h_n^x$$

Di mana:

$T_{a \text{ minimum}}$  = Nilai batas bawah periode bangunan

- $H_n$  = Ketinggian struktur dalam m di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur
- $C_r$  = Ditentukan dari tabel 2.6
- $x$  = Ditentukan dari tabel 2.6

Tipe Struktur	$C_r$	$x$
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100% seismik yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangkadari defleksi jika gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
Rangka Beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

*Sumber: SNI 03-1726-2012*

**Tabel 2.6 Nilai Parameter periode pendekatan  $C_r$  dan  $x$**

Nilai maksimum periode bangunan ( $T_{a \text{ maksimum}}$ ) ditentukan oleh rumus:

$$T_{a \text{ maksimum}} = C_u T_{a \text{ minimum}}$$

$$T_{a \text{ maksimum}} = \text{Nilai batas atas periode bangunan}$$

$$C_u = \text{Ditentukan dari Tabel 2.7}$$

Parameter Percepatan Respons Spektra Desain Pada 1 Detik $S_{D1}$	Koefisien ( $C_u$ )
0,4	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
0,1	1,7

*Sumber: SNI 03-1726-2012*

**Tabel 2.7 Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung**

### 2.4.1 Perhitungan Koefisien Respons Seismik

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.1.1, perhitungan koefisien respons seismik ( $C_s$ ) Harus ditentukan sesuai dengan rumus sebagai berikut:

$$C_{s(max)} = \frac{S_{DS}}{R/I}$$

Di mana:

$S_{DS}$  = adalah parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang periode pendek

$R$  = adalah faktor modifikasi respons berdasarkan Tabel 2.5

$I$  = adalah faktor keutamaan Gempa yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.2

Nilai  $C_s$  yang dihitung pada persamaan di atas tidak perlu melebihi nilai berikut ini:

$$C_{s(hitung)} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)}$$

Nilai  $C_s$  yang dihitung tidak kurang dari nilai berikut ini:

$$C_{s(minimum)} = 0.044S_{DS}I \geq 0.01$$

Sebagai tambahan untuk struktur yang berlokasi di daerah di mana  $S_1$  sama dengan atau lebih besar dari 0,6 g, maka  $C_s$  harus tidak kurang dari:

$$C_s = \frac{0,5S_1}{\left(\frac{R}{I}\right)}$$

Di mana:

$S_{D1}$  = adalah parameter percepatan respons spektrum desain pada periode 1 detik

$S_1$  = adalah parameter percepatan respons spektrum desain yang dipetakan

$T$  = adalah periode struktur dasar (detik)

## 2.5 Dinding Geser

### 2.5.1 Pengertian umum

Gaya horizontal yang bekerja pada konstruksi gedung seperti gaya-gaya yang disebabkan oleh angin ataupun beban gempa dapat diatasi dengan berbagai

cara. Dalam berbagai cara, daya pikul rangka kaku dari struktur ditambah dengan kekuatan yang diberikan oleh dinding pasangan bata serta partisi-partisi yang biasa dapat memikul beban angin. Namun demikian, apabila gaya horizontal pada tiap elemen struktur gedung bertingkat yang bekerja karena suatu lubang atau lorong vertikal yang menerus yang berfungsi sebagai jalur lift dibutuhkan suatu perencanaan struktur yang khusus untuk menahan beban lateral tersebut, selanjutnya dinding geser berfungsi sebagai gelagar-gelagar kantilever yang terjepit di dasarnya untuk menyalurkan beban-beban ke bawah hingga pondasi. Dinding geser adalah slab beton bertulang yang dipasang dalam posisi vertikal pada sisi gedung tertentu yang berfungsi menambah kekakuan struktur dan menyerap gaya geser yang besar seiring dengan semakin tingginya struktur. Fungsi dinding geser dalam suatu struktur bertingkat juga penting untuk menopang lantai pada struktur dan memastikannya tidak runtuh ketika terjadi gaya lateral akibat gempa. Gedung yang diperkaku dengan dinding geser dianggap lebih efektif daripada gedung dengan rangka kaku, dengan mempertimbangkan pembatasan kehancuran, keamanan secara keseluruhan dan keandalan struktur. Hal ini berdasarkan fakta bahwa dinding geser dianggap lebih kaku daripada elemen rangka biasa sehingga dapat menahan beban lateral yang lebih besar akibat gempa, dan di saat yang bersamaan dapat membatasi simpangan antar lantai.

### **2.5.2 Fungsi Dinding Geser**

Dinding geser harus memberikan kekuatan lateral yang dibutuhkan untuk menahangaya gempa horizontal. Apabila dinding geser cukup kuat, ia akan memindahkan gaya-gaya horizontal ini pada elemen berikutnya pada bagian muatan dibawahnya.

Komponen-komponen lain pada muatan ini boleh jadi selain dinding geser, lantai, pondasi dinding, dan pelat. Dinding geser juga memberikan kekakuan lateral untuk mencegah atap dan lantai atas dari goyangan ke samping yang berlebihan. Jika dinding geser cukup kaku, ia akan mencegah lantai dan rangka atap dari gerakan pendukungnya.

Menurut Smith dan Coull (1991), dinding geser mempunyai kekakuan yang baik karena mampu meredam deformasi akibat gempa. Sehingga kerusakan struktur dapat dihindari.

Fungsi dinding geser ada dua, yaitu kekuatan dan kekakuan, artinya :

a) Kekuatan

- Dinding geser harus memberikan kekuatan lateral yang diperlukan untuk melawan kekuatan gempa horizontal.
- Ketika dinding geser cukup kuat, mereka akan mentransfer gaya horizontal ini ke elemen berikutnya dalam jalur beban di bawah mereka, seperti dinding geser lainnya, lantai, pondasi dinding, lembaran atau footings.

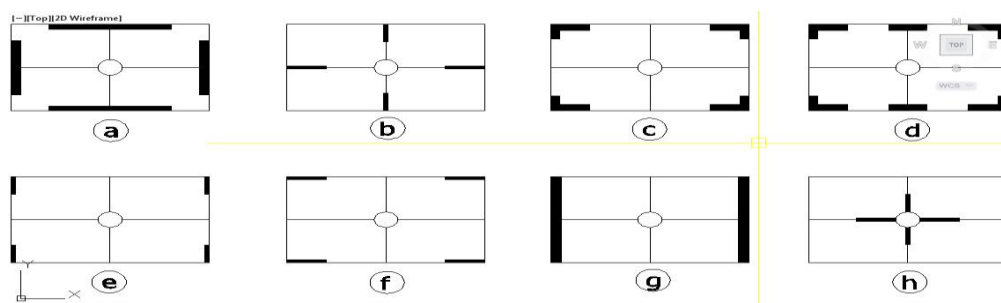
b) Kekakuan

- Dinding geser juga memberikan kekakuan lateral untuk mencegah atap atau lantai di atas dari sisi-goyangan yang berlebihan.
- Ketika dinding geser cukup kaku, mereka akan mencegah membingkai lantai dan atap anggota dari bergerak dari mendukung mereka.
- Bangunan yang cukup kaku biasanya akan menderita kerusakan kurang nonstruktural.

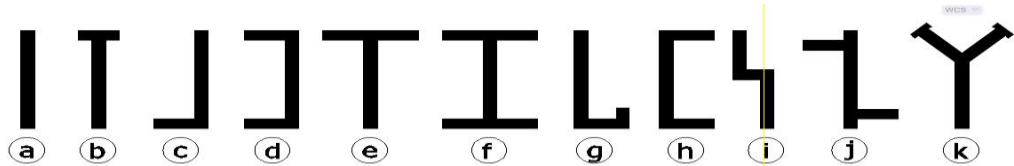
### **2.5.3 Dinding Geser Berdasarkan Betuk dan letak**

Sistem dinding geser dapat dibagi menjadi system terbuka dan tertutup. Sistem terbuka terdiri dari unsure linear tunggal atau gabungan unsure yang tidak

lengkap, melingkupi ruang asimetris. Contohnya L,X,T,V,Y atau H. Sedang system tertutup melingkupi ruang geometris, bentuk-bentuk yang sering di jumpai adalah bujur sangkar, segitiga, persegi panjang dan bulat. Bentuk dan penempatan dinding geser mempunyai akibat yang besar terhadap perilaku structural apabila dibebani secara lateral. Dinding geser yang diletakkan asimetris terhadap bentuk bangunan harus memikul torsi selain lentur dan geser langsung.



**Gambar 2. 5 Tata letak dinding geser**



**Gambar 2.6 Bentuk dinding geser**

Dimana :

- Lingkaran yang terdapat pada tiap denah adalah CR (Center of Rigidity) atau pusat kekakuan.
- Garis yang tebal menunjukan dinding geser
- Garis yang tipis menunjukan garis denah gedung

Contoh perhitungan CR atau kekakuan struktur itu sendiri terdiri dari dua yaitu :

- Kekakuan penampang :  $E_{\text{(Modulus Elastisitas)}} \times I_{\text{(inersia)}}$
- Kekakuan batang, Balok atau kolom =  $\frac{E \times I}{L}$

Dimana :  $E = 200 \times 10^3 \text{ Mpa}$  (SNI 03-2847-2002 Ps.10.5.2) dan

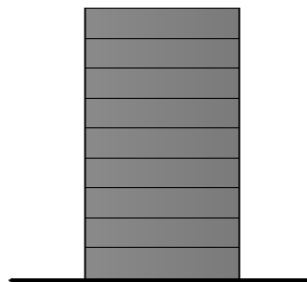
$$I = 1/12 \times b \times h^3$$

#### 2.5.4 Jenis-jenis Dinding Geser

Dinding geser adalah struktur vertikal yang digunakan pada bangunan tingkat tinggi. Fungsi utama dari dinding geser adalah menahan beban lateral seperti gaya gempa dan angin. Berdasarkan geometrinya dinding geser dapat diklasifikasikan dalam beberapa jenis yaitu :

1) Dinding geser kantilever (free standing shearwall).

Adalah suatu dinding geser tanpa lubang-lubang yang membawa pengaruh penting terhadap perilaku dari struktur gedung yang bersangkutan. Dinding geser kantilever ada dua macam, yaitu dinding geser kantilever daktail dan dinding geser katilever dengan daktilitas terbatas.



**Gambar 2.7 Dinding geser kantilever**

(Free Standing Shear Wall) Menurut Kiyoshi Muto “Aseismic design analysis of buildings” 1963:27 yaitu:

Karakteristik daya tahan dinding untuk tujuan perancangan adalah:

- Dinding geser sebaiknya menerus ke atas
- Untuk memperoleh dinding geser yang kuat, balok keliling dan balok pondasi sebaiknya diperkuat.

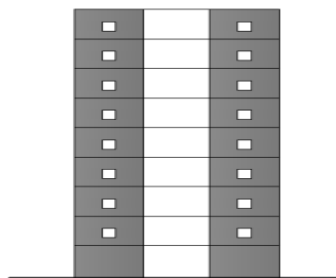


- Bila dinding atas dan bawah tidak menerus (berseling) gaya gempa yang ditahan oleh dinding harus disalurkan melalui lantai.

## 2) Dinding Geser dengan Bukaannya (Opening Shear wall)

Pada banyak keadaan, dinding geser tidak mungkin digunakan tanpa beberapa bukaan di dalamnya untuk jendela, pintu, dan saluran-saluran mekanikal dan elektrik. Meskipun demikian, kita dapat menempatkan bukaan-bukaan pada tempat di mana bukaan-bukaan tersebut tidak banyak mempengaruhi kekakuan atau tegangan pada dinding. Jika bukaan-bukaan tersebut kecil, pengaruh keseluruhannya sangat kecil tetapi tidak demikian halnya bila bukaan-bukaan yang berukuran besar.

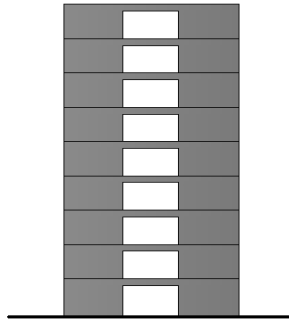
Bukaan sedikit mengganggu pada geser dukung struktur. Perlawanan lentur struktur penopang bagian dasar kritis secara drastis dikurangi dengan perubahan tiba-tiba dari bagian dinding ke kolom.



**Gambar 2.8 Dinding geser dengan bukaan**

## 3) Dinding geser berangkai (coupled shearwall).

Dinding geser berangkai terdiri dari dua atau lebih dinding kantilever yang mempunyai kemampuan untuk membentuk suatu mekanisme peletakan lentur alasnya. Antara dinding geser kantilever tersebut saling dirangkai oleh balok-balok perangkai yang mempunyai kekuatan cukup sehingga mampu memindahkan gaya dari satu dinding ke dinding yang lain.



***Gambar 2.9 Dinding geser berangkai***

## **2.6 Perencanaan Dinding Geser Kantilever**

Maka dengan ini untuk proyek Gedung Fakultas Ilmu Social Universitas Negeri Malang pada Studi kasus yang di ambil dalam proposa dengan menggunakan jenis dinding geser kantilever menerus yang berdiri sendiri, Dalam prakteknya dinding geser selalu dihubungkan dengan sistem rangka pemikul momen pada gedung. Dinding structural yang umum digunakan pada gedung tinggi adalah dinding geser kantilever dan dinding geser berangkai. Suatu subsistem struktur yang berfungsi menahan beban lateral akibat pengaruh beban gempa rencana, yang runtuhnya disebabkan oleh momen lentur (bukan disebabkan oleh gaya geser) dengan terjadinya sendi plastis di kakinya. Rasio antara tinggi dan lebar dinding geser tidak boleh lebih kecil dari 2 dan lebar dinding tersebut tidak boleh kurang dari 1,5 meter. (SNI 1726-2002 “Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung” Pasal 3.1.4.1)

$$Rasio = \frac{\text{tinggi dinding geser } (h)}{\text{lebar dinding geser } (b)} \geq 2$$

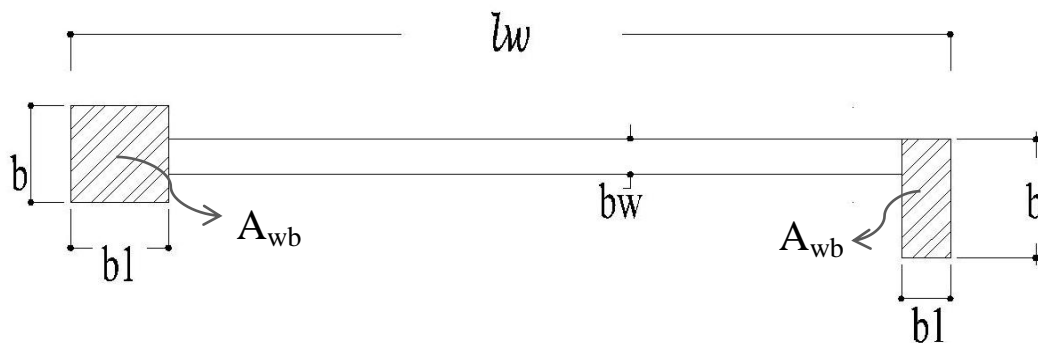
$$\text{Lebar dinding geser } (b) \geq 1,5 \text{ meter}$$

Dalam proses perencanaan bangunan tinggi harus dilakukan dengan tepat sehingga gaya gravitasi dan gaya lateral dapat ditahan dengan baik oleh struktur

tersebut. Penggunaan suatu sistem struktur dipengaruhi oleh banyak hal, salah satunya adalah jumlah lantai dari struktur yang akan direncanakan.

### 2.6.1 Pendimensian Dinding Geser

Berdasarkan rumusan hasil penelitian T. Paulay dan M. J. N Priestley dalam bukunya yang berjudul "*Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*", dimensi dinding geser harus memenuhi persyaratan sebagai berikut:



Sumber Gambar 2.12: *Seismic Design Of Reinforced Concrete & Masonry Buildings*, Paulay and M.J.N Priestley halaman 403

Gambar 2. 10 Pembatasan Minimum dimensi dinding

$$\text{Tebal dinding geser } (b_w) \geq \frac{1}{16} h_w$$

$$\text{Tebal dinding geser } (b_w) \geq \frac{1}{25} l_w$$

$$b \geq b_w \quad b_1 \geq \frac{b_c \cdot l_w}{10 b}$$

$$b \geq b_c \quad b_1 \geq \frac{b_c^2}{b}$$

$$b \geq \frac{1}{16} h_i b_1 \geq \frac{1}{16} h_i$$

dimana :  $b_c = 0,0171 \cdot l_w \cdot \sqrt{\mu_\phi}$

$\mu_\phi = \text{rasio daktilitas kurva} = 5$

$b_w$  = Tebal dinding geser

$h_i$  = tinggi lantai pertama

$h_w$  = tinggi dinding perlantai

$l_w$  = lebar bagian dinding

### 2.6.2 Perhitungan Tulangan Pada Dinding Geser

Langkah-langkah perhitungan tulangan pada dinding geser :

- Tentukan baja tulangan longitudinal dan transversal minimum yang diperlukan. Periksa apakah dibutuhkan dua layer tulangan. Jika gaya geser terfaktor ( $V_u$ ) melebihi kuat dinding geser beton yang ada ( $V_u$  ada) maka harus digunakan dua layer.

$$V_u > V_u \text{ ada} = \frac{1}{6} A_{ev} \sqrt{f'c}$$

Rasio distribusi tulangan minimum  $\rho = 0,0025$  dan spasi maksimum 45 cm

- Tentukan baja tulangan yang diperlukan untuk menahan geser. Kuat geser dinding geser (shear wall) yang direncanakan dihitung dengan menggunakan rumus:

$$V_n \leq A_{cv} (a_c \sqrt{f'c} + \rho_n \cdot f_y)$$

Dimana:

$A_{cv}$  = Luas penampang total dinding struktural

$$a_c = \frac{1}{4} \text{ untuk } \frac{h_w}{l_w} \leq 1,5$$

### 2.6.3 Perencanaan Dinding Geser Terhadap Beban Lentur dan Beban Aksial

Menurut Paulay dan Priestley Tulangan dinding pada dinding struktural dipasang paling sedikit 2 lapis dimana dinding harus memiliki tulangan geser

tersebar yang memberikan perlawanan dalam dua arah yang saling tegak lurus dalam bidang apabila:

- a. Tebal Dinding  $\geq 200$  mm
- b. Gaya geser terfaktor  $> \frac{1}{6} \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f'_c}$

Beberapa pembatasan untuk penulangan lentur vertikal dinding geser menurut Paulay dan Priestley, yaitu :

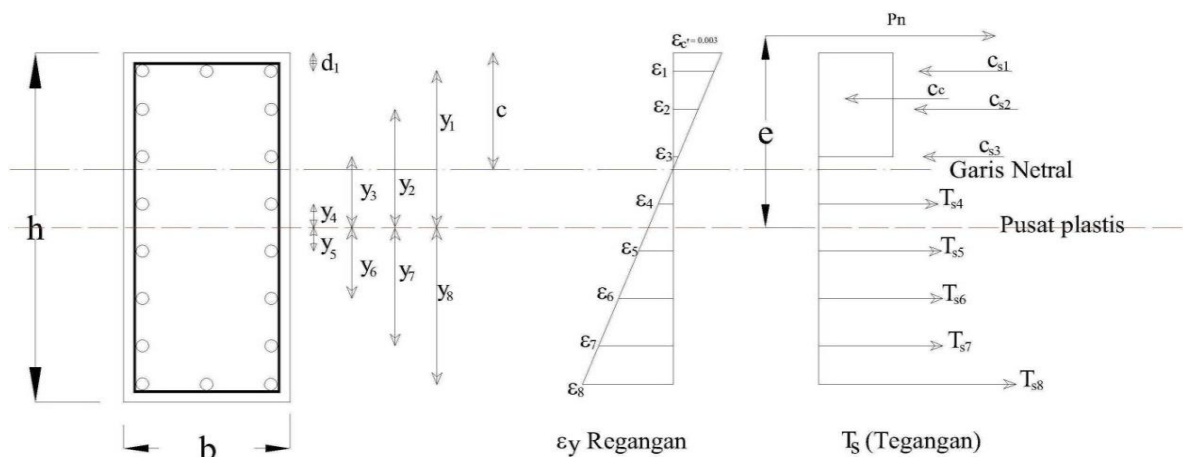
- a) Besarnya  $\rho_v > 0,7/f_y$  ( dalam MPa) dan  $\rho_v < 16/f_y$  ( MPa ).
- b) Jarak antar tulangan vertikal tidak boleh lebih dari 200 mm daerah plastis dan pada daerah lain ( yaitu daerah elastis ), 450 mm atau tiga kali tebal dinding.
- c) Diameter tulangan yang digunakan tidak boleh melebihi  $1/8$  dari tebal dinding geser.

Jika pembatasannya tulangan lentur dibatasi sesuai dengan momen yang terjadi, maka sendi plastis dapat terbentuk di semua bagian di sepanjang tinggi dinding geser dengan tingkat kemungkinan yang sama. Hal ini tidak diinginkan dari segi perencanaan karena daerah sendi plastis memerlukan detail tulangan khusus. Jika sendi plastis mempunyai kemungkinan yang sama untuk terjadi pada setiap bagian sepanjang tinggi dinding geser, maka pendetailan khusus untuk sendi plastis harus dilakukan di sepanjang tinggi dinding. Tentu saja hal ini sangatlah tidak ekonomis. Selain itu, kuat dinding geser akan berkurang pada daerah dimana pelelehan tulangan lentur terjadi. Hal ini akan mengharuskan penambahan tulangan geser pada setiap tingkat. Akan lebih rasional memastikan bahwa sendi plastis hanya bisa terjadi pada lokasi yang telah ditentukan

sebelumnya, secara logika yaitu di dasar dinding geser, dengan cara menetapkan kuat lentur melebihi kekuatan lentur maksimum yang dibutuhkan. Diagram bidang momen menunjukkan momen dari hasil aplikasi gaya statis lateral dengan kekuatan ideal terjadi pada dasar. Gambar tersebut menunjukkan kekuatan lentur minimum ideal yang harus ditetapkan dimana kekuatan ideal terjadi pada dasar dinding geser.

Daerah perubahan kekuatan diasumsikan terjadi pada jarak yang sama dengan lebar dinding geser  $l_w$ . Dimana daerah dengan ketinggian sebesar  $l_w$  akan menerima momen lentur yang sama dengan momen pada dasar dinding geser. Daerah setinggi  $l_w$  tersebut merupakan daerah sendi plastis.

Analisa tegangan dan regangan suatu dinding geser menggunakan dasar teori suatu kolom yang dibebani oleh beban tekan eksentris. Beban tekan eksentris ialah beban dari struktur itu sendiri sebagai bagian dari struktural rangka, yang dibebani oleh beban aksial dan momen lentur. Maka analisa tegangan, regangan dan gaya dalam menurut Edward G Nawi dalam bukunya Beton Bertulang ialah sebagai berikut :



**Gambar 2.11 diagram tegangan, regangan**

Dimana =  $c$  : Jarak sumbu netral

$y$  : Jarak pusat plastis

$e$  : eksentrisitas beban ke pusat plastis

Dilihat dari sumbu netral seperti gambar di atas maka tulangan no 1 – 3 ialah tulangan tekan dan untuk tulangan no 4 – 8 ialah tulangan tarik.

- Menghitung regangan

Untuk daerah tekan :

$$\frac{\epsilon_s'}{\epsilon_c} = \frac{c - d}{c} \quad \Rightarrow \quad \epsilon_s' = \frac{c - d}{c} \times \epsilon_c \quad ; \epsilon_c = 0.003$$

Untuk daerah tarik :

$$\frac{\epsilon_s}{\epsilon_c} = \frac{d - c}{c} \quad \Rightarrow \quad \epsilon_s = \frac{d - c}{c} \times \epsilon_c \quad ; \epsilon_c = 0.003$$

Dimana :  $\epsilon_s'$  = regangan tekan

$\epsilon_s$  = regangan tarik

$d$  = Jarak masing – masing tulangan terhadap serat penampang atas.

$\epsilon_c$  = regangan maksimum pada serat beton terluar

- Menghitung tegangan

Jika nilai tegangan dalam tulangan ( $f_s$ ) di bawah kuat leleh ( $f_y$ ) yang ditentukan maka mutu tulangan yang digunakan ialah

**Untuk daerah tekan**

$$f_s = \epsilon_s' \times E_s$$

**Untuk daerah tarik**

$$f_s = \epsilon_s \times E_s$$

Jika, nilai tegangan dalam tulangan ( $f_s$ ) di atas kuat leleh ( $f_y$ ) yang ditentukan maka mutu tulangan yang digunakan nilai  $f_y$ .

Dimana :  $f_s$  = tegangan tulangan tekan (mPa)

$f_s$  = tegangan tulangan tarik (mPa)

$\epsilon_s'$  = regangan tekan

$\epsilon_s$  = regangan tarik

$E_s$  = modulus elastisitas non prategang = 200000 Mpa

1. Menghitung nilai besarnya gaya – gaya yang bekerja

$C_c$  = Gaya tekan beton

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a$$

Untuk daerah tekan :  $C_s = A'_s \times f'_s$

Untuk daerah tarik :  $T_s = A_s \times f_s$

Kontrol  $\sum H = 0$

$$\sum H = \sum C_s + C_c - \sum T_s - P_n = 0$$

2. Menghitung momen nominal ( $M_n$ )

$$M_n = C_c \cdot y_c + \sum C_s \cdot y_{si} + \sum T_s \cdot y_{si}$$

$$= C_c \cdot (y - a/2) + \sum C_s (y - d_{si}') + \sum T_s \cdot (y - d_{si}')$$

$$\text{Dimana : } a = \beta_1 \cdot c ; \beta_1 = 0.85$$

Daerah perubahan kekuatan diasumsikan terjadi pada jarak yang sama dengan lebar dinding geser  $l_w$ . Dimana daerah dengan ketinggian sebesar  $l_w$  akan menerima momen lentur yang sama dengan momen pada dasar dinding geser. Daerah setinggi  $l_w$  tersebut merupakan daerah sendi plastis.

➤ Langkah-langkah perhitungan tulangan longitudinal adalah sebagai berikut:

$$\text{a) } M_n = \frac{M_u}{\phi} (\phi = 0,65)$$

$$\text{b) } P_n = \frac{P_u}{\phi} (\phi = 0,65)$$



- c) Menentukan daerah tarik dan daerah tekan dengan mencoba garis

$$netral = c$$

- d) Menghitung luas masing-masing tulangan pada serat yang sama

$$As = n \frac{1}{4} \pi d^2$$

- a) Hitung jarak masing-masing tulangan terhadap pusat plastis (y)

$$d' = \text{selimut beton} - \text{diameter sengkang} - \frac{1}{2} \text{ diameter } As1$$

$$\frac{1}{2} h = \text{Tengah} - \text{tengah penampang}$$

- b) Hitung jarak masing-masing tulangan terhadap serat atas penampang

$$(d_i)$$

$$d_i = d' + \text{jarak tulangan}$$

- c) Menghitung regangan yang terjadi

$$\frac{\varepsilon_{s1}'}{\varepsilon_c'} = \frac{c-d_1}{c}$$

$$\varepsilon_{s1}' = \frac{c-d_1}{c} \times \varepsilon_c'$$

- d) Menghitung nilai fs

$$F_{s1}' = \varepsilon_{s1}' \times E_s$$

- e) Menghitung nilai besarnya gaya-gaya yang bekerja

$$C_c = \text{Gaya tekan beton}$$

$$= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b$$

$$= 0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b$$

#### 2.6.4 Perencanaan Dinding Geser Kantilever Terhadap Beban Geser

Elemen dinding (Wall) dikatakan sebagai dinding geser (shear wall) karena kemampuannya untuk memikul beban geser akibat beban lateral lebih diandalkan/ditekankan bila dibandingkan dengan kemampuannya menahan beban yang lain, walaupun tidak menutup kemungkinan untuk dapat ikut serta memikul

Beberapa pembatasan untuk penulangan dinding geser menurut Paulay dan Priestley adalah :

- a. Besarnya rasio penulangan horizontal ( $\rho_h$ ) minimal 0,0025 atau  $\rho_h \geq 0,0025$ .
- b. Jarak antar tulangan horizontal tidak boleh melebihi dua setengah kali tebal dinding atau 450 mm.
- c. Diameter tulangan yang digunakan tidak boleh lebih dari  $\frac{1}{8}$  tebal dinding geser.

Keruntuhan akibat geser sedapat mungkin dihindarkan. Karena itu, kekuatan dinding geser terhadap geser harus dibuat melampaui besarnya gaya geser maksimum yang mungkin terjadi.

Pada waktu berlangsungnya gempa, pada dinding geser akan terjadi gaya geser yang lebih besar dibandingkan dengan perkiraan semula dengan analisa statik. Untuk mendapatkan kapasitas yang ideal pada setiap ketinggian dinding, maka gaya geser rencana harus diperbesar dengan memasukkan faktor  $\phi$  dan faktor pembesaran dinamis ( $\omega$ ). Faktor  $\phi$  dimaksudkan agar tidak terjadi keruntuhan geser terlebih dahulu sebelum terjadi keruntuhan/pelelehan lentur pada struktur.

Menurut SK-SNI 03-2847-2013 pasal 23.6.3, kuat geser rencana bagi dinding geser pada penampang dasar sehubungan dengan adanya pembesaran dinamis, harus dihitung menurut persamaan berikut :

$$V_{u.d.maks} = \omega_d \cdot 0,7 \cdot \frac{M_{kap.d}}{M_{E.d.maks}} \cdot V_{d.maks}$$

Dimana :

- $M_{kap.d}$  = Momen kapasitas dinding geser pada penampang dasar yang dihitung berdasarkan luas baja tulangan yang terpasang dan tegangan tarik baja tulangan
- $M_{E.d.maks}$  = Momen lentur maksimum dinding geser akibat beban gempa tak berfaktor pada penampang.
- $M_{E.d.maks}$  = Gaya geser maksimum dinding geser akibat beban gempa tak berfaktor pada penampang.
- $\omega_d$  = Koefisien pembesaran dinamis yang memperhitungkan pengaruh dari terjadinya sendi plastis pada struktur secara keseluruhan.

Menurut SK-SNI 03-2847-2013 pasal 23.6.4 butir 1, kuat geser nominal  $V_n$  dinding struktural tidak diperkenankan lebih dari pada :

$$V_n = A_{cv} ( \alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y )$$

Dimana koefisien :

- $\alpha_c = 1/4$  untuk  $( h_w/l_w ) \leq 1,5$
- $\alpha_c = 1/6$  untuk  $( h_w/l_w ) \leq 2$

Kontrol Penulangan, Ukuran dimensi dan jarak antar tulangan agar dinding tersebut dapat memenuhi persyaratan yang ada. Rasio penulangan dinding geser adalah sebesar :

$$\rho_1 = \sum A_b / b_{sv}$$

Dimana  $A_b$  adalah luas tulangan dan  $b_{sv}$  adalah jarak antar tulangan, tidak boleh kurang dari  $0,7/f_y$  ( Mpa ) dan tidak boleh lebih dari  $1,6/f_y$  ( Mpa ).

➤ Langkah-langkah perhitungan penulangan transversal:

- $\phi V_n \geq V_u$  di mana  $V_n = V_c + V_s$  (SNI 2487: 2013 Pasal 11.1)

$V_c$  = Kekuatan geser nominal yang disediakan oleh beton

$V_s$  = Kekuatan geser nominal yang disumbangkan tulangan geser

- $V_c = 0,17 \left[ 1 + \frac{V_u}{14 A_g} \right] \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$  (SNI 2487: 2013 Pasal 11.2.1.2)

- $V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$  (SNI 2487: 2013 Pasal 11.4.7.2)

Maka  $V_n \geq V_u$

- Kontrol kuat geser  $A_{v_{min}} =$

$$0,062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (\text{SNI 2487: 2013 Pasal 11.4.6.3})$$

## 2.7 Perencanaan Pembebanan

Berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (DPU,1983), beban yang harus diperhitungkan untuk suatu struktur adalah beban mati,beban hidup, beban angin, beban gempa dan kombinasi dari beban-beban tersebut.

Beban-beban yang akan ditanggung oleh suatu struktur atau elemen struktrur tidak selalu dapat diramalkan dengan tepat sebelumnya, bahkan apabila beban-beban tersebut telah diketahui dengan baik pada salah satu lokasi sebuah

struktur tertentu biasanya distribusi beban dari elemen yang lain pada keseluruhan struktur masih membutuhkan asumsi dan pendekatan. Adapun beberapa jenis beban yang bekerja pada suatu struktur sesuai dengan SNI antara lain :

#### **2.7.1 Beban Mati**

Beban yang berasal dari berat sendiri semua bagian dari gedung yang bersifat tetap, termasuk dinding dan sekat pemisah, kolom, balok, lantai, atap, mesin dan peralatan yang merupakan bagian yang tidak terpisahkan dari gedung.

#### **2.7.2 Beban Hidup**

Beban hidup ialah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung dan kedalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, mesin-mesin serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tidak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup dari gedung itu, sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap tersebut. Khusus pada atap dalam beban hidup dapat termasuk beban yang berasal dari air hujan, baik akibat genangan maupun akibat tekanan jatuh butiran air hujan. Ke dalam beban hidup tidak termasuk beban angin, beban gempa dan beban khusus.

#### **2.7.3 Beban Gempa**

Beban gempa ialah semua beban yang ditimbulkan dari gerakan-gerakan lapisan bumi ke arah horizontal dan vertikal, dimana gerakan vertikalnya lebih kecil dari gerakan horizontalnya.

#### **2.7.4 Beban angin**

Semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh selisih dalam tekan udara.

### 2.7.5 Beban Kombinasi

Beban kombinasi ialah gabungan dari beban-beban yang bekerja pada suatu struktur. Pada beban kombinasi ini beban-beban dikalikan faktor keamanan.

Dari bermacam jenis pembebanan yang ada, kemudian jenis-jenis pembebanan tersebut dikombinasikan sehingga diperoleh gaya dalam yang maksimum yang sesuai keinginan maka perlu dibuat kombinasi sesuai dengan fungsi gedung, lokasi, dan perilaku beban yang kemungkinan akan terjadi terhadap struktur yang analisa. Adapun jenis-jenis kombinasi yang dipakai

Kombinasi beban untuk metode ultimit struktur, komponen-komponen struktur, dan elemen-elemen fondasi harus dirancang sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor.

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 7.4, faktor-faktor beban untuk beban mati nominal, beban hidup nominal, dan beban gempa nominal adalah sbb:

1.  $1,4 \text{ DL}$
2.  $1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$
3.  $1,2 \text{ DL} + 1 \text{ LL} \pm 0,3 \text{ EX} \pm 1 \text{ EY}$
4.  $1,2 \text{ DL} + 1 \text{ LL} \pm 1 \text{ EX} \pm 0,3 \text{ EY}$
5.  $0,9 \text{ DL} \pm 0,3 \text{ EX} \pm 1 \text{ EY}$
6.  $0,9 \text{ DL} \pm 1 \text{ EX} \pm 0,3 \text{ EY}$

dimana:

$\text{DL} = \text{Beban mati}$

$\text{LL} = \text{Beban Hidup}$

$\text{EX} = \text{Beban gempa arah-x}$

EY = Beban Gempa arah-y

Akan tetapi, pada kombinasi yang terdapat beban gempa di dalam persamaannya harus didesain berdasarkan pengaruh beban seismik yang ditentukan seperti berikut ini:

- Untuk penggunaan dalam kombinasi beban (3) dan (4), E harus didefinisikan sebagai:

$$E = E_h + E_v$$

- Untuk penggunaan dalam kombinasi beban (5) dan (6), E harus didefinisikan sebagai:

$$E = E_h - E_v$$

Di mana:

$E$  = Pengaruh beban seismik

$E_h$  = Pengaruh beban seismik horizontal yang akan didefinisikan selanjutnya

$E_v$  = Pengaruh beban seismi vertikal yang akan didefinisikan selanjutnya

$E_h$  adalah pengaruh gaya seismik horizontal. Pengaruh beban seismik  $E_h$  harus ditentukan dengan rumus berikut ini:

$$E_h = \rho Q E$$

Dimana:

$Q$  = Pengaruh gaya seismik horizontal dari V atau  $F_p$

$\rho$  = Faktor redudansi, untuk desain seismik D sampai F nilainya 1,3

$E_v$  adalah pengaruh gaya seismik vertikal. Pengaruh beban seismik  $E_v$  harus ditentukan dengan rumus berikut ini:

$$E_v = 0,2 S_{DS} DL$$

Dimana:

$S_{DS}$  = Parameter percepatan spektrum respon desain pada periode pendek

$DL$  = Pengaruh beban mati

Berat sendiri bahan bangunan dan komponen stuktur gedung menurut Peraturan Pembebanan Indonesia yang digunakan adalah :

- |                                                |                           |
|------------------------------------------------|---------------------------|
| a. Beton Bertulang                             | : 24 kN/m <sup>3</sup>    |
| b. Adukan dari semen (per cm tebal)            | : 0,21 kN/m <sup>3</sup>  |
| c. Penutup lantai (tanpa adukan, per cm tebal) | : 0,24 kN/m <sup>3</sup>  |
| d. Plafon dan penggantung                      | : 0,18 kN/ m <sup>3</sup> |

## 2.8 Eksentrisitas Pusat Massa Terhadap Pusat Rotasi

Struktur suatu bangunan didesain sedemikian rupa sehingga struktur bangunan yang dibuat dianggap cukup kuat untuk menahan pembebanan yang terjadi pada struktur sesuai dengan model struktur. Pusat massa lantai tingkat adalah letak titik tangkap resultante beban mati dan beban hidup yang sesuai yang bekerja pada lantai tingkat tersebut.

Antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana  $e_d$ , apabila ukuran horisontal terbesar denah struktur gedung pada lantai tingkat itu, diukur tegak lurus pada arah gempa, dinyatakan dengan  $b$ , maka eksentrisitas rencana  $e_d$  harus ditentukan sebagai berikut : pakai SNI 1726

- Untuk  $0 < e < 0,3 b$  :



$$e_d = 1,5 + 0,05 \text{ batua} \quad e_d = e - 0,05 \text{ b}$$

Dan dipilih diantara keduanya yang pengaruhnya paling menentukan untuk unsur atau subsistem struktur gedung yang ditinjau ;

- Untuk  $e > 0,3 \text{ b}$  :

$$E_d = 1,33 + 0,1 \text{ b} \quad \text{atau} \quad e_d = 1,17e - 0,1 \text{ b}$$

Dan dipilih diantara keduanya yang pengaruhnya paling menentukan untuk unsur atau subsistem struktur gedung yang ditinjau.

Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh gempa rencana, eksentrisitas rencana antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat harus ditinjau baik dalam analisis statik, maupun dalam analisis dinamik 3 dimensi.

Pada objek proyek ini bentuknya cenderung simetris sehingga menyebabkan pusat masa (*Centre of Mass*) terhadap pusat kekakuan (*Centre of Rigidity*) cenderung kemungkinan berimpit, akan tetapi efek eksentrisitas perlu ditinjau untuk mengetahui apakah diperlukan suatu eksentrisitas rencana. Dan perlu dianalisa apakah puntir yang mungkin ditimbulkan oleh efek eksentrisitas rencana tadi berpengaruh terhadap dinding geser.

## 2.9 Simpangan Antar Lantai (Story Drift)

Simpangan antar lantai adalah pergeseran posisi (defleksi) antara pusat massa sebuah lantai dengan lantai yang berada di atas atau di bawahnya akibat dari penyerapan beban yang dialami oleh struktur.

Berdasarkan SNI 1726-2012, simpangan antar lantai hanya ada kinerja batas ultimate saja tanpa mempertimbangkan kinerja batas layannya.

Defleksi pusat massa di tingkat  $x$  ( $\delta_x$ ) (mm) harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e}$$

Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 7.12.1, Simpangan antar lantai ini tidak boleh melebihi dari batas-batas yang ditentukan. Untuk semua struktur lainnya yang termasuk dalam kategori resiko gedung I dan II, batas simpangan antar lantai ultimitnya ( $\Delta_a$ ) tidak boleh melebihi dari  $0,020 h_{sx}$ .

$$\Delta \leq \Delta_a$$

Tujuan dari pemberian batasan ini adalah agar struktur tidak terlalu kaku (Rigid) dan tidak terlalu melentur. Struktur yang terlalu kaku tidak memberikan adanya tanda-tanda kerusakan struktur dan struktur yang terlalu melentur memberikan efek yang tidak nyaman pada penghuni.

## **BAB III**

### **DATA PERENCANAAN**

#### **3.1. Data-data Perencanaan**

##### **3.1.1. Data Teknis Bangunan**

- Nama Gedung : Fakultas ilmu social Universitas Negeri Malang
- Fungsi Gedung : Gedung kuliah
- Lokasi Gedung : Jl.Semarang No.5 Malang
- Jumlah Lantai : 7 lantai+ Atap
- Bahan konstruksi : Beton
- Jenis Struktur : Dinding Geser
- Tebal plat atap : 10 cm
- Tebal plat lantai : 12 cm
- Bentang memanjang : 54,00 m
- Bentang melintang : 25, 20 m
- Tinggi Bangunan : 30,00 m

##### **3.1.2. Mutu Bahan Yang Digunakan**

- Mutu baja ulir (fy) : 300 Mpa
- Mutu baja polos (fy) : 240 Mpa
- Mutu beton (fc') : 30 Mpa
- Koefisien Reduksi Beban Hidup : 0.3

### 3.2. Tahapan Perencanaan

Tahapan dari perencanaan Gedung Fakultas ilmu social Universitas Negeri Malang yang meliputi tahapan sebagai berikut:

#### 3.2.1. Analisa Pembebanan

Pembebanan yang diperhtungkan pada perencanaan Gedung Fakultas ilmu social Universitas Negeri Malang secara garis besar adalah sebagai berikut:

- Beban Mati

Sesuai dengan Peraturan Pembeban Indonesia untuk Gedung 1987 maka beban mati diatur sebagai berikut:

- Berat spesi per cm tebal =  $21 \text{ kg/m}^2$
- Berat tegel per cm tebal =  $24 \text{ kg/m}^2$
- Berat plafond + rangka penggantung =  $(11+7) = 18 \text{ kg/m}^2$
- Berat pasangan bata merah  $\frac{1}{2}$  batu =  $1700 \text{ kg/m}^2$
- Berat volume beton bertulang =  $2400 \text{ kg/m}^3$

➤ Beban Minimum untuk Peerancangan Bangunan Gedung dan Struktur lain  
Menurut SNI 1726 : 2013

- Beban hidup lantai 1 sampai 7 =  $192 \text{ kg/m}^2$
- Beban Guna/Beban Hidup Atap =  $96 \text{ kg/m}^2$
- Berat jenis air hujan =  $1000 \text{ kg/m}^3$
- Ruang Pelengkap =  $250 \text{ kg/m}^2$

- Ruang Alat – Alat dan Mesin = 400 kg/m<sup>2</sup>

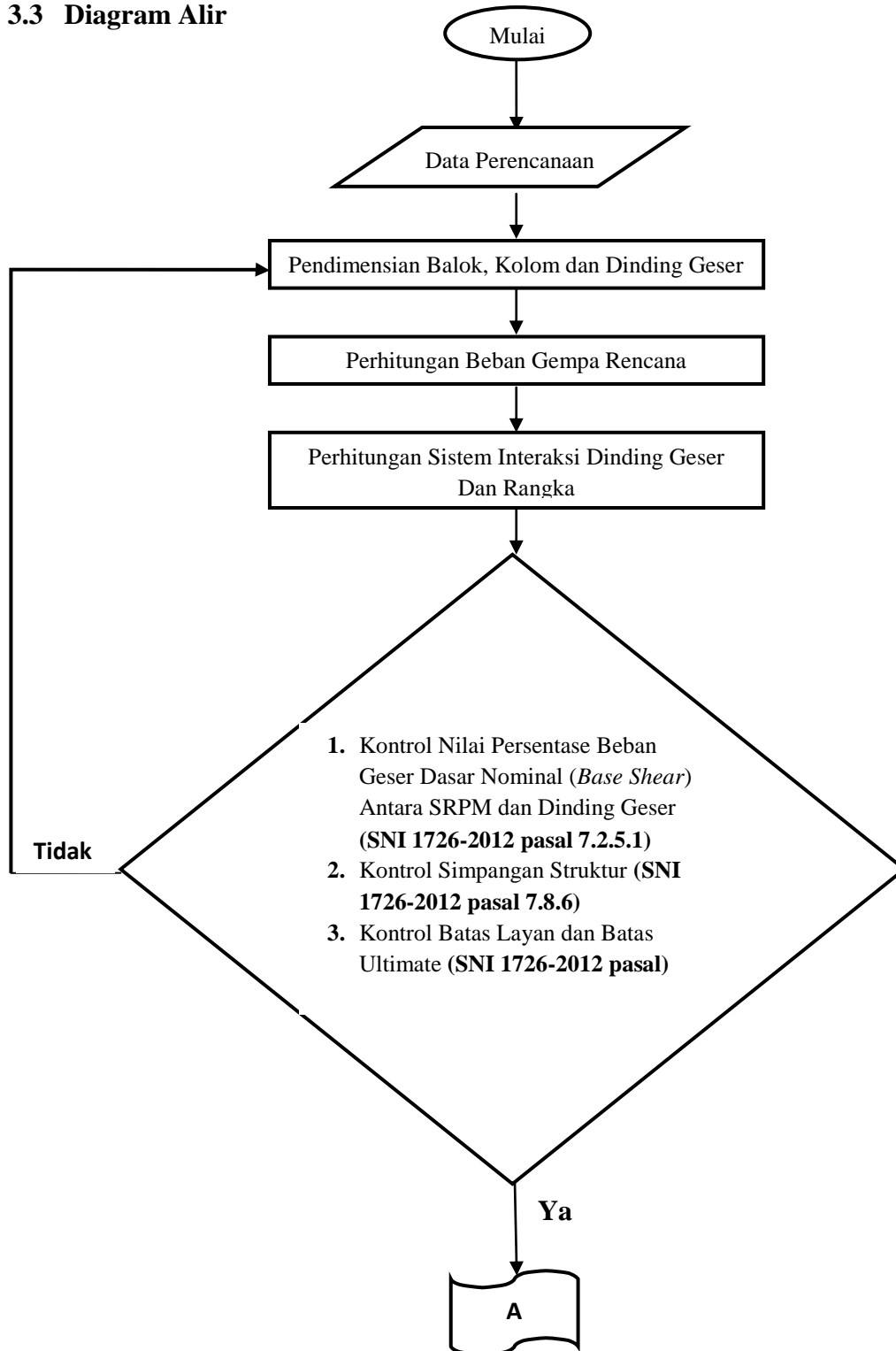
### 3.2.2 Analisa Statika

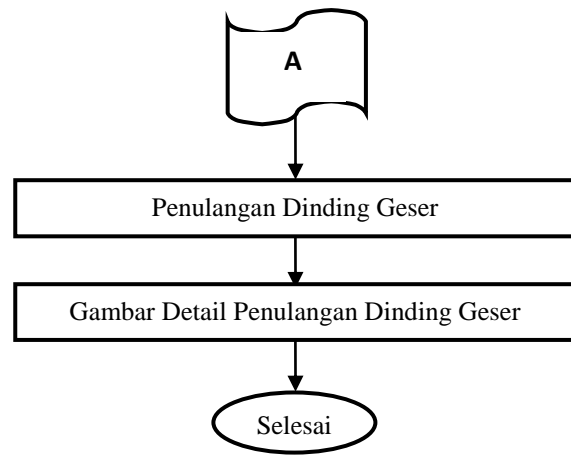
Untuk mendapatkan besarnya gaya-gaya dalam yang bekerja pada struktur gedung yaitu digunakan program struktur STAAD Pro

Adapun pedoman perencanaan yang digunakan, antara lain :

- Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung, SNI 2847-2013.
- Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung Dan Struktur Lain SNI 1727 2012
- Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung, SNI 1726-2012.Peraturan Pembebanan SNI 1727-2013.

### 3.3 Diagram Alir





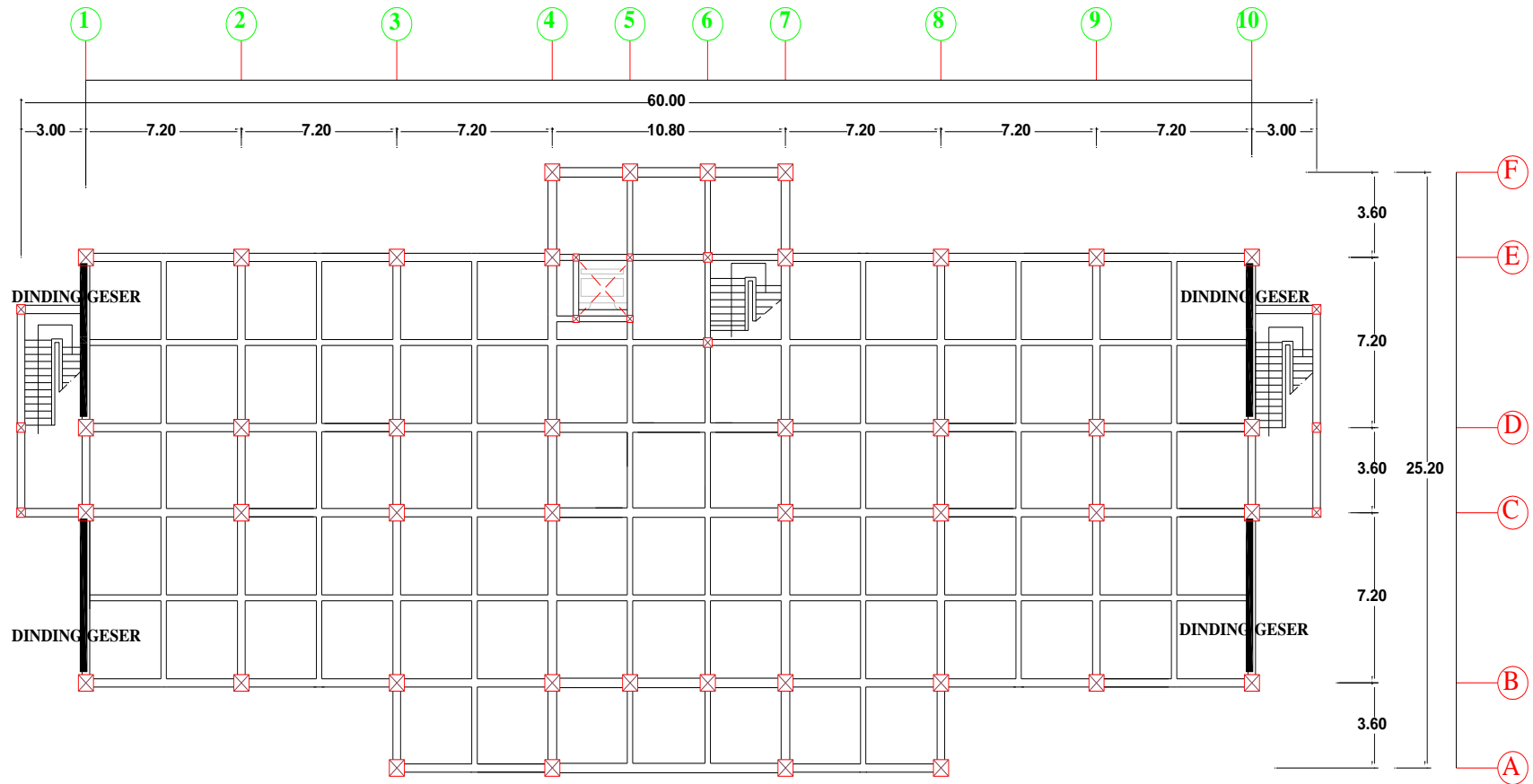
### **3.4 Analisa Pembebanan**

Pembebanan yang diperhtungkan pada perencanaan Gedung Fakultas Ilmu Sosial Universitas Negeri Malang secara garis besar adalah sebagai berikut:

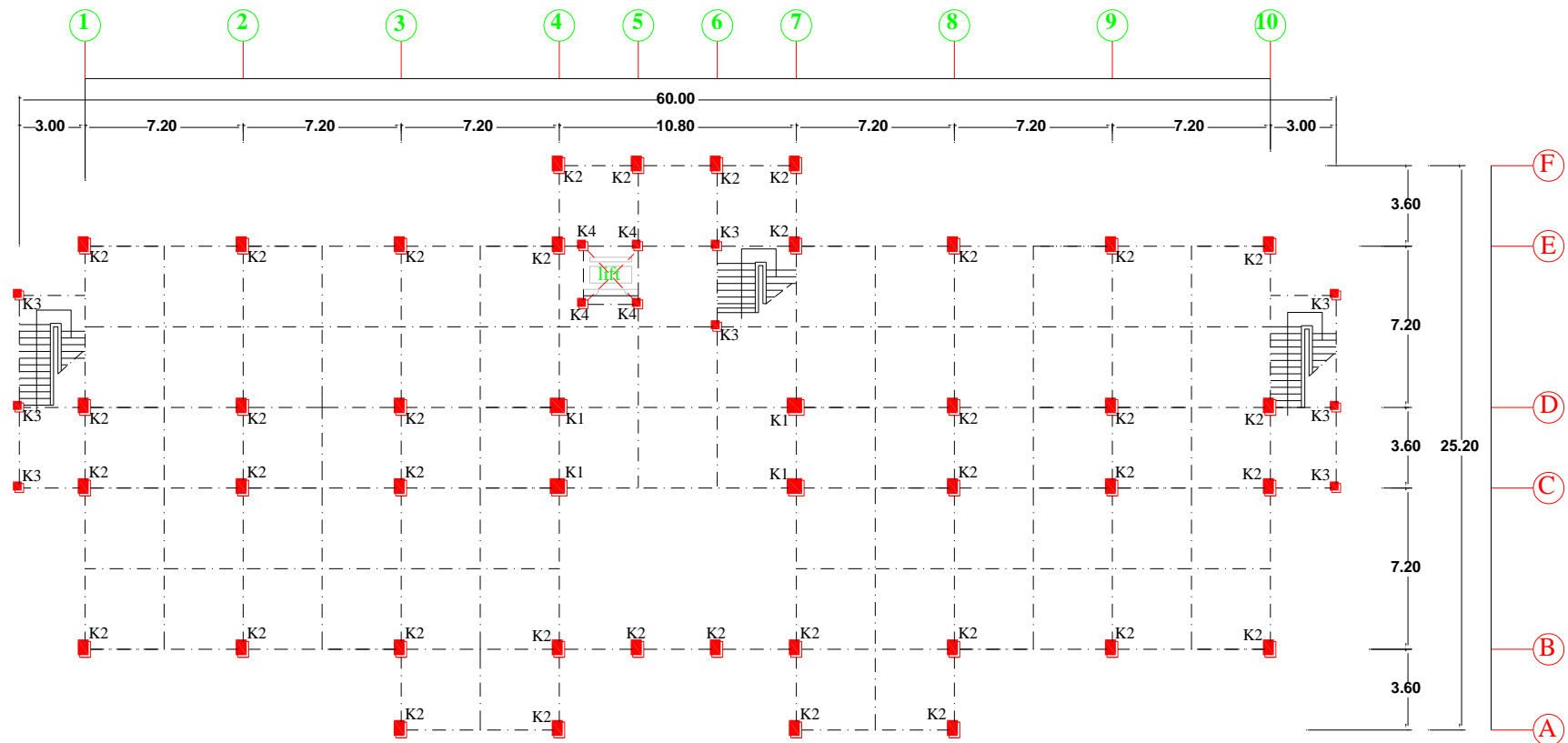
- Beban Mati ( Dead Load )
- Beban Hidup ( Live Load )
- Beban Gempa ( Quake Load )



### 3.5 Data Gambar Struktur



**Gambar 3.1. Perletakan Dinding Geser Pada Denah Lantai 1 – 8**



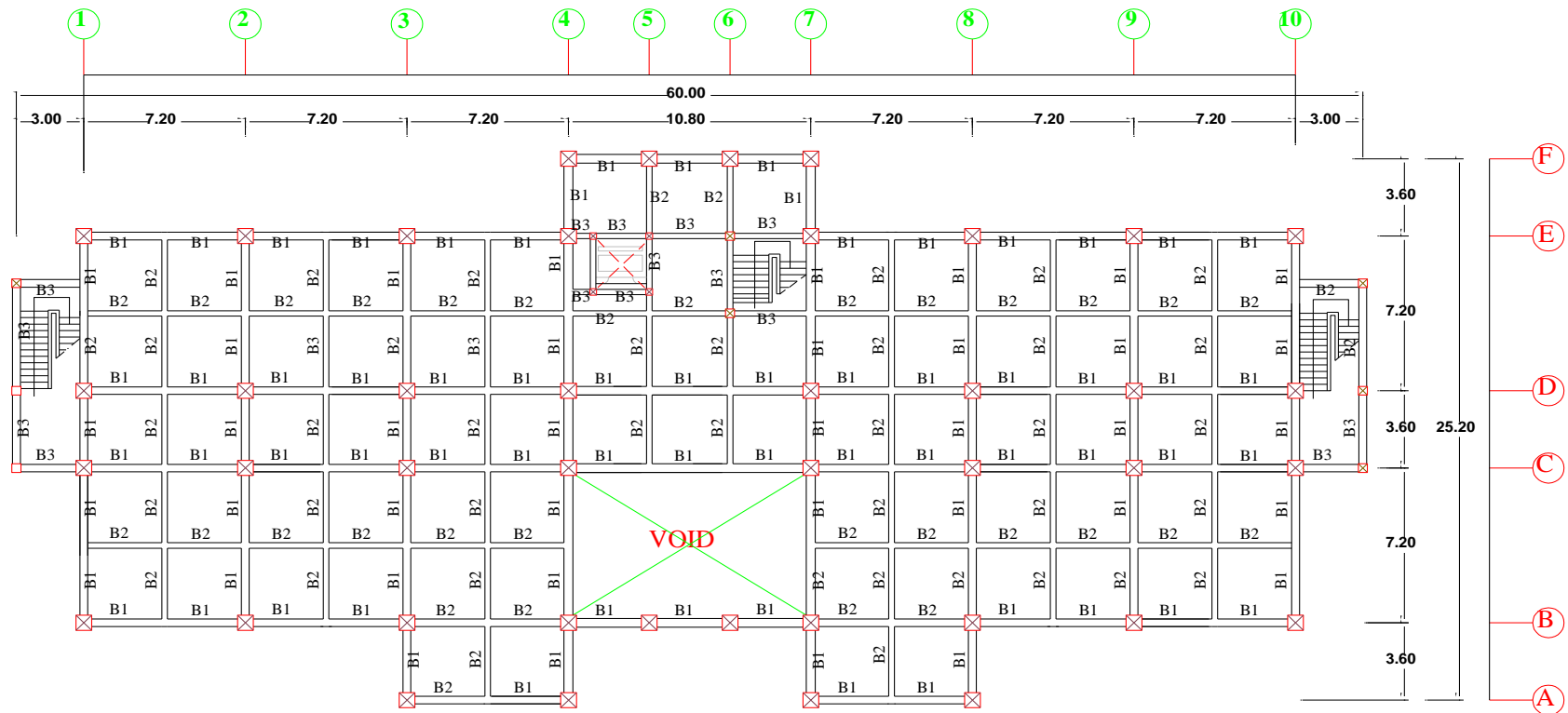
**Gambar 3.2. Rencana Kolom Lantai 1-8**

**KOLOM K1 = 70 X 70**

**KOLOM K2 = 50 X 70**

**KOLOM K3 = 40 X 40**

**KOLOM K4 = 30 X 30**

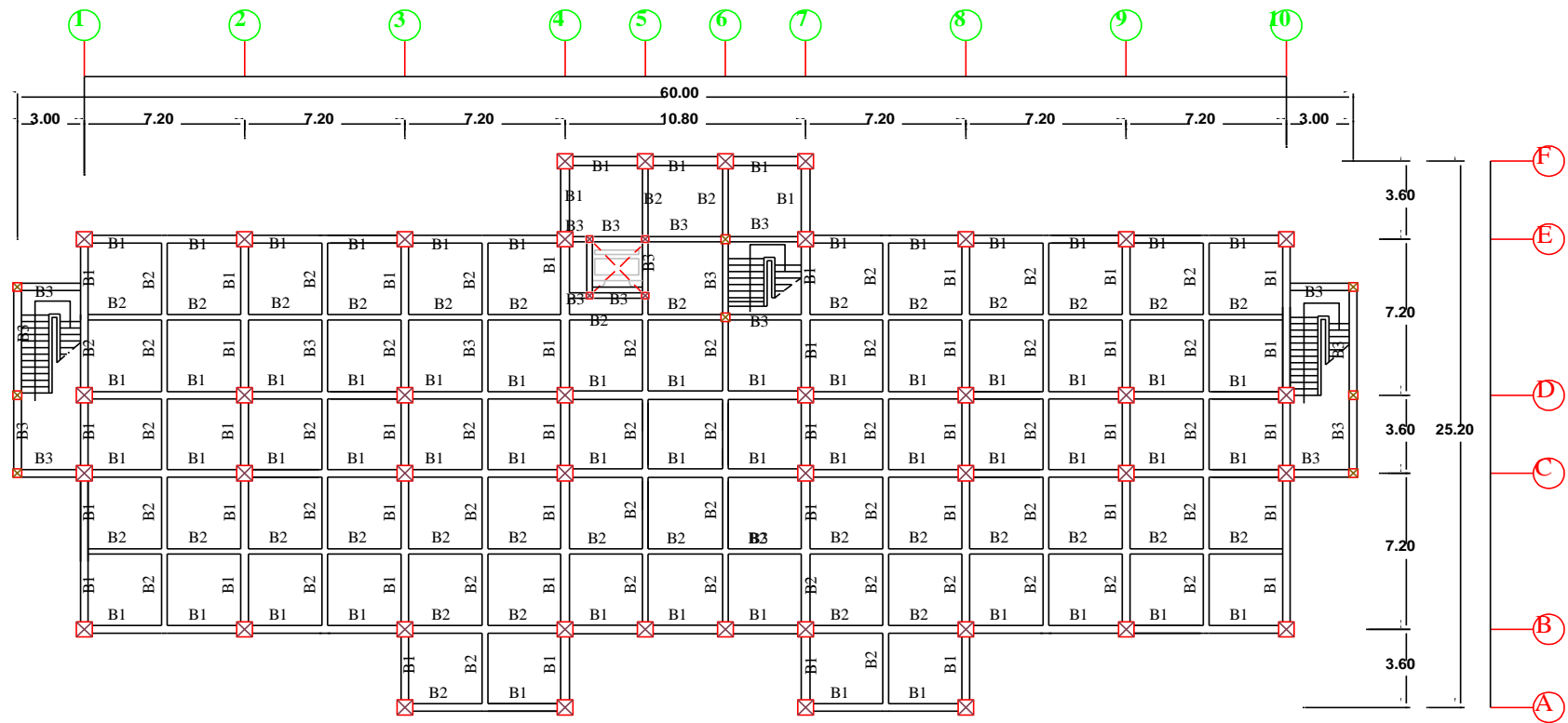


**Gambar 3.3. Rencana Balok Lantai 2-4**

**BALOK B1 = 35 X 70**

**BALOK B2 = 25 X 50**

**BALOK B3 = 25 X 30**

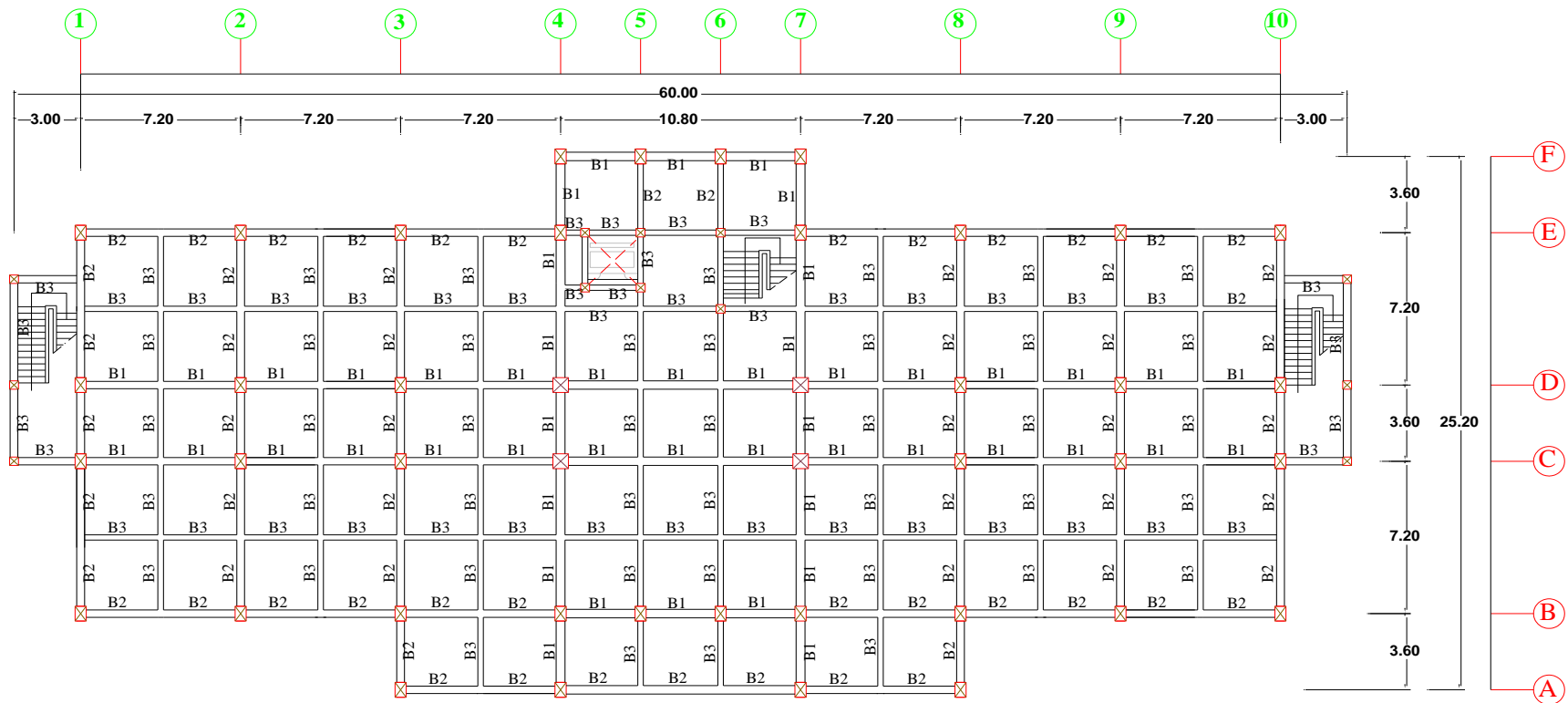


**Gambar 3.4. Rencana Balok Lantai 5-7**

**BALOK B1 = 35 X 70**

**BALOK B2 = 25 X 50**

**BALOK B3 = 25 X 30**



**Gambar 3.5. Rencana Balok Lantai 8**

**BALOK B2 = 35 X 70**

**BALOK B3 = 25 X 50**

**BALOK B3 = 25 X**

### 3.6 Perencanaan Dimensi Balok,Kolom,Plat dan Dinding Geser

#### 3.6.2 Dimensi Balok

Menurut SNI 2847-2013 pasal 21.5.1.3 bahwa lebar balok (b) tidak boleh kurang dari 250 mm dan perbandingan lebar (b) terhadap tinggi (h) tidak boleh kurang dari 0,3.

➤ Untuk panjang balok induk = 7,2 m = 720 cm

$$h = \frac{1}{10} \times L \quad \text{s/d} \quad h = \frac{1}{15} \times L$$

$$b = \frac{1}{2} \times h \quad \text{s/d} \quad b = \frac{2}{3} \times h$$

Maka untuk bentang 7.20 m adalah

$$h = \frac{1}{10} \times L = \frac{1}{10} \times 720 = 72 \text{ cm}$$

$$h = \frac{1}{15} \times L = \frac{1}{15} \times 720 = 48 \text{ cm}$$

Maka h yang di pakai adalah = 70 cm

$$h > 30 = 70 > 30 \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$b = \frac{1}{2} \times h = \frac{1}{2} \times 70 = 35 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 70 = 46.667 \text{ cm}$$

Maka b yang di pakai adalah = 35 cm

$$b > 25 = 35 > 25 \dots\dots\dots \text{OK}$$

Untuk menunjang nilai estetika dari gedung ini maka, untuk semua bentang balok induk direncanakan menggunakan ukuran **35/70**

- Untuk panjang balok anak = 7,2 m = 720 cm

$$h = \frac{1}{12} \times L \quad \text{s/d} \quad h = \frac{1}{15} \times L$$

$$b = \frac{1}{2} \times h \quad \text{s/d} \quad b = \frac{2}{3} \times h$$

Maka untuk bentang 7.20 m adalah

$$h = \frac{1}{14} \times L = \frac{1}{14} \times 720 = 51 \text{ cm}$$

$$h = \frac{1}{15} \times L = \frac{1}{15} \times 720 = 48 \text{ cm}$$

Maka h yang di pakai adalah = 50 cm

$$h > 30 = 50 > 30 \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$b = \frac{1}{2} \times h = \frac{1}{2} \times 50 = 25 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 50 = 33,333 \text{ cm}$$

Maka b yang di pakai adalah = 30 cm

$$b > 25 = 30 > 25 \dots\dots\dots \text{OK}$$

Untuk menunjang nilai estetika dari gedung ini maka, untuk semua bentang balok anak direncanakan menggunakan **25/50**

- Untuk balok Lift dipakai balok berukuran **25/30**
- Untuk balok tangga dipakai balok berukuran **25/30**

Dari perhitungan di atas, didapatkan dimensi balok induk, balok anak, balok Lift dan balok tangga yang digunakan pada struktur sebagai berikut:

- a)  $B1 = 35/70 \rightarrow$  balok induk
- b)  $B2 = 25/50 \rightarrow$  balok anak
- c)  $B3 = 25/30 \rightarrow$  balok tangga
- d)  $B4 = 25/30 \rightarrow$  balok separator lift

### 3.6.3 Dimensi Kolom

Menurut SNI 2847-2013 pasal 21.6.1.1 dan 26.6.1.2 bahwa ukuran penampang terkecil tidak boleh kurang dari 300 mm dan perbandingan antara ukuran terkecil penampang terhadap ukuran dalam arah tegak lurus nya tidak boleh kurang dari 0,4.

- Dipakai kolom berukuran  $= 70 / 70$

$$70 / 70 = 1 > 0,4 \text{ (OK)}$$

- Dipakai kolom berukuran  $= 50 / 70$

$$50 / 70 = 0.714 > 0,4 \text{ (OK)}$$

- Dipakai kolom berukuran  $= 40 / 40$

$$40 / 40 = 1 > 0,4 \text{ (OK)}$$

- Dipakai kolom berukuran  $= 30 / 30$

$$30 / 30 = 1 > 0,4 \text{ (OK)}$$



<b>Ukuran balok menurut Rumus empiris</b>	<b>Ukuran Balok yang dipakai di lapangan</b>
B2 (35/70) → balok induk	B2 (35/70 ) → balok induk
B4 (25/50) → balok anak	B4 (25/50) → balok anak

*Tabel 3.1 Perbandingan dimensi balok dengan rumus empiris dan data proyek*

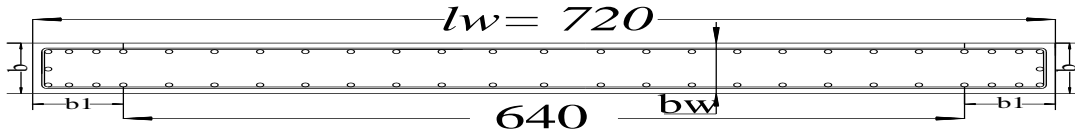
<b>Ukuran Kolom menurut Rumus empiris</b>	<b>Ukuran Kolom yang dipakai di lapangan</b>
K1 (70/70)	K1 (70/70)
K2 (50/70)	K2 (50/70)
K3 (40/40)	K3 (40/40)
K4 (30/30)	K4 (30/30)

*Tabel 3.2 Perbandingan dimensi Kolom dengan rumus empiris dan data proyek*

#### **3.6.4 Dimensi Plat**

Digunakan tebal plat 12 cm untuk lantai 2 s/d lantai 7 dan tebal untuk lantai atap 10 cm.

### 3.6.5 Pendimensian Dinding Geser



**Gambar 3.7. Potongan Dimensi Penampang Dinding Geser**

Jadi untuk tebal (bw) Dinding geser *berdasarkan lebar dinding* :

- $l_w = 720 \text{ cm}$
- $b_w = l_w / 25$   
 $= 720 / 25$   
 $= 28.8 \text{ cm} \dots\dots\dots$  dipakai  $b_w = 40 \text{ cm}$

Berdasarkan rumusan hasil T. pauly dan M. J. N. Priestley dalam bukunya yang berjudul “Seismic Design of Reinforced Concrete and Mansory Building”, dimensi dinding geser *berdasarkan tinggi dinding* harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

- $h_1 = 6.0 \text{ m}$
- $b_w \geq \frac{1}{16} h_1$   
 $\geq \frac{1}{16} \times 6.0$   
 $\geq 37.5 \text{ cm} \dots\dots$  di pakai  $b_w = 40 \text{ cm}$
- Maka untuk tebal dinding geser (bw) dipakai 40 cm

Untuk kontrol panjang dinding geser ( $l_w$ ) =  $l_w < l_{wmaks}$

Diambil type dinding geser dengan  $l_w$  terpanjang

- $b_w = 40 \text{ cm}$
- $h_1 = 600 \text{ cm}$

- $l_w = 720 \text{ cm}$
- $l_{wmaks} = 1,6 \cdot h_1$   
 $= 1,6 \cdot 600$   
 $= 960 \text{ cm}$
- $l_w = 720 \text{ cm} < l_{wmaks} = 960 \text{ cm} \dots\dots (\text{ok})$

Perhitungan nilai b dan  $b_1$

- $b \geq bw$   
 $bw = 40 \text{ cm}$
- $b \geq bc$   
 $bc = 0,0171 \cdot l_w \cdot \sqrt{\mu_\phi}$   
 $= 0,0171 \cdot 720 \cdot \sqrt{5}$   
 $= 27,530 \text{ cm}$
- $b \geq \frac{h_i}{16}$   
 $\frac{h_i}{16} = \frac{600}{16}$   
 $= 37,5 \text{ cm}$
- $bw \geq \frac{h_i}{16} \geq bc$   
 $40 \text{ cm} \geq 37,5 \text{ cm} \geq 27,530 \text{ cm}$

maka nilai b yang di pakai ialah 40 cm

- $b_1 \geq \frac{bc \cdot l_w}{10 \cdot b}$   
 $\frac{bc \cdot l_w}{10 \cdot b} = \frac{27,530 \times 720}{10 \cdot 40}$   
 $= 79,287 \text{ cm}$
- $b_1 \geq \frac{bc^2}{10 \cdot b}$

$$\begin{aligned}\frac{bc^2}{b} &= \frac{27,530^2}{10,40} \\ &= \frac{757,90}{400} \\ &= 1,89 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\bullet \quad b_1 &\geq \frac{h_i}{16} \\ &\geq \frac{600}{16} \geq 37,5 \text{ cm}\end{aligned}$$

Maka nilai  $b_1$  dipakai ialah 40 cm

### 3.7 Perhitungan Pembebanan

- Tebal Plat Lantai Atap = 10 cm
- Tebal Plat Lantai = 12 cm
- Beban Hidup Atap = 96 Kg/m<sup>2</sup>
- Beban Hidup Lantai = 192 Kg/m<sup>2</sup>
- Berat Jenis Beton = 2400.00 Kg/m<sup>3</sup>
- Berat jenis dinding ½ bata = 1700 kg/m<sup>3</sup>
- Berat Eternit = 11Kg/m<sup>2</sup>
- Berat Jenis Air = 1000 Kg/m<sup>3</sup>
- Tinggi genangan Air = 0.05 m
- Berat Spesi (2cm) = 2 x 21 = 42 Kg/m<sup>2</sup>
- Berat Tegel (1cm) = 22 Kg/m<sup>2</sup>
- Koefisien Reduksi = 0.30

*Berat sendiri* : untuk berat sendiri balok, kolom dan plat struktur sudah dihitung menggunakan perintah selfweight pada Program bantu STAAD Pro.

Keterangan	Tebal	Lebar	Panjang	Bj	Beban Mati
Berat Spesi (2cm)	2.00			21.00	42.00
<b>Jumlah Total Beban Mati (qd)</b>					<b>42.00 Kg/m<sup>2</sup></b>

*Tabel 3.3 beban mati pada lantai 8 / Atap*

Keterangan	Tebal	Lebar	Panjang	Bj	Beban Mati
Berat Plafond (Eternit)		1.00	1.00	11.0	11.00 Kg/m <sup>2</sup>
Berat Penggantung		1.00	1.00	7.00	7.00 Kg/m <sup>2</sup>
Berat Tegel (1cm)	1.00			22.00	22.00 Kg/m <sup>2</sup>
Berat Spesi (2cm)	2.00			21.00	42.00 Kg/m <sup>2</sup>
Berat Pasir Urug	0.05	1.00	1.00	1600	80.00 Kg/m <sup>2</sup>
<b>Jumlah Total Beban Mati (qd)</b>					<b>162.00 Kg/m<sup>2</sup></b>

*Tabel 3.4 beban mati pada lantai 2-7*

Keterangan	Tebal	Lebar	Panjang	Bj	Beban Hidup
Beban Lift (Yundai)					1000.00 Kg
<b>Jumlah Total Beban Hidup</b>					<b>1000.00 Kg</b>

*Tabel 3.5 beban Hidup pada lift*

Keterangan	Tebal	Tinggi	Panjang	Bj	Beban Mati
Dinding	0.15	3.30	1.00	1700.00	930.75 Kg/m
<b>Jumlah Total Beban Mati (qd)</b>					<b>930.75 Kg/m</b>

*Tabel 3.6 beban Beban mati pada balok*

### 3.8 Perhitungan berat sendiri bangunan

#### 3.8.1 Beban mati lantai 8/Atap

Diketahui :

- Tebal plat lantai = 10 cm
- Luas bangunan = 1425.60 m<sup>2</sup>
  - Panjang = 54 m
  - Lebar = 25.20 m
- Dimensi Balok B-1 X = Lebar = 35 cm Tinggi = 70 cm N = 29
- Dimensi Balok B-2 X = Lebar = 25 cm Tinggi = 50 cm N = 18
- Dimensi Balok B-1 Y = Lebar = 35 cm Tinggi = 70 cm N = 10
- Dimensi Balok B-2 Y = Lebar = 25 cm Tinggi = 50 cm N = 16
- Dimensi Kolom K-2 = Lebar = 50 cm Tinggi = 70 cm N = 38
- Dimensi Kolom K-1 = Lebar = 70 cm Tinggi = 70 cm N = 4
- Dimensi Kolom K-3 = Lebar = 40 cm Tinggi = 40 cm N = 8
- Tinggi Lantai = 6 m
- Tinggi Kolom = 6 m
- Shear Wall = Lebar = 0.40 cm Tinggi = 6 m
- Berat jenis beton = 2400 kg/m<sup>3</sup>
- Berat jenis ½ bata = 1700 kg/m<sup>3</sup>

- Berat eternity = 11 kg/m<sup>2</sup>
- Berat penggantung = 7 kg/m<sup>2</sup>
- Beban Hidup Atap = 96 kg/ m<sup>2</sup>
- Berat jenis air = 1000 kg/ m<sup>3</sup>
- Tinggi genangan Air = 0.05 m
- Koefisien Reduksi = 0.30

- **Beban mati**

Keterangan	Tebal	Lebar	Panjang	Bj	Jmlh	Beban Mati
Berat Plat Atap	0.10	25.20	54	2400	1	326592.0 Kg
Berat Balok Arah x1	0.35	0.60	7.2	2400	29	105235.2 Kg
Berat Balok Arah y1	0.35	0.60	7.2	2400	18	65318.4 Kg
Berat Balok Arah x2	0.3	0.4	7.2	2400	16	27648.0 Kg
Berat Balok Arah y2	0.25	0.40	7.2	2400	22	38016.0 Kg
Berat Kolom k2	0.50	0.70	6	2400	38	191520.0 Kg
Berat Kolom k1	0.70	0.70	6	2400	4	28224.0 Kg
Berat Kolom k3	0.40	0.40	6	2400	8	18432.0 Kg
Berat Shear Wall (Y)	0.4	7.2	6	2400	4	165888.0 Kg
Berat Plafond		25.20	54	18	1	24494.4 Kg
<b>Jumlah Total Beban Mati Atap</b>						<b>991368.0 Kg</b>

*Tabel 3.7 Beban mati pada Atap*

- *Beban hidup Lantai 8/ Atap*

Keterangan	Tebal	Lebar	Panjang	Bj	Koef.	Beban Mati
Beban Hidup Atap	0.1	25.20	54.00	96.00	0.30	19595.5 Kg
Beban Air Hujan	0.05	25.20	54.00	1000		68040.0 Kg
<b>Jumlah Total Beban Hidup Atap</b>						<b>87635.5 Kg</b>

*Tabel 3.8 Beban Hidup pada 8/ Atap*

$$\text{Total Beban } \sum W = \text{Beban mati} + \text{Beban hidup}$$

$$= 991368.0 + 87635.5$$

$$= 1079003.5 \text{ Kg}$$

### 3.8.2 Beban mati lantai 5-7

Diketahui :

- Tebal plat lantai = 12 cm
- Luas bangunan = 1425.60 m<sup>2</sup>
  - Panjang = 54 m
  - Lebar = 25.20 m
- Dimensi Balok B-1 X = Lebar = 35 cm Tinggi = 70 cm N = 29
- Dimensi Balok B-2 X = Lebar = 25 cm Tinggi = 50 cm N = 18
- Dimensi Balok B-1 Y = Lebar = 35 cm Tinggi = 70 cm N = 10
- Dimensi Balok B-2 Y = Lebar = 25 cm Tinggi = 50 cm N = 16
- Dimensi Kolom K-2 = Lebar = 50 cm Tinggi = 70 cm N = 38
- Dimensi Kolom K-1 = Lebar = 70 cm Tinggi = 70 cm N = 4



- Dimensi Kolom K-3 = Lebar = 40 cm Tinggi = 40 cm N = 8
- Tinggi Lantai = 4m
- Tinggi Kolom = 4 m
- Dinding Arah X = Lebar = 0.15 cm Tinggi = (4.0-0.70 ) = 3.30
- Dinding Arah Y = Lebar = 0.15 cm Tinggi = (4.0-0.70 ) = 3.30
- Shear Wall = Lebar = 0.40 cm Tinggi = 6 m
- Berat jenis beton =  $2400 \text{ kg/m}^3$
- Berat jenis  $\frac{1}{2}$  bata =  $1700 \text{ kg/m}^3$
- Berat eternity =  $11 \text{ kg/m}^2$
- Berat penggantung =  $7 \text{ kg/m}^2$
- Beban Hidup Lantai =  $192 \text{ kg/m}^2$
- Berat jenis air =  $1000 \text{ kg/m}^3$
- Tinggi genangan Air = 0.05 m
- Koefisien Reduksi = 0.3

• **Beban Mati lantai 5-7**

Keterangan	Tebal	Lebar	Panjang	Bj	Jmlh	Beban Mati
Berat Plat Atap	0.12	25.20	54	2400	1	391910.4 Kg
Berat Balok Arah x1	0.35	0.58	7.2	2400	29	101727.4 Kg
Berat Balok Arah y1	0.35	0.58	7.2	2400	18	63141.1 Kg
Berat Balok Arah x2	0.25	0.38	7.2	2400	16	26265.6 Kg
Berat Balok Arah y2	0.25	0.38	7.2	2400	22	36115.2 Kg
Berat Kolom k2	0.50	0.70	4.0	2400	38	127680.0 Kg

Berat Kolom k1	0.70	0.70	4.0	2400	4	18816.0 Kg
Berat Kolom k3	0.40	0.40	4.0	2400	8	12288.0 Kg
Berat Dinding 1	0.15	1.00	3.30	1700	29	53244.0 Kg
Berat Dinding 2	0.15	1.00	3.30	1700	19	34884.0 Kg
Berat Shear Wall (Y)		7.2	4	2400	4	276480.0 Kg
Berat Plafond		25.20	54	18	1	24494.4 Kg
<b>Jumlah Total Beban Mati Lantai 5-7</b>						<b>1167046.1 Kg</b>

*Tabel 3.9 Beban mati pada lantai 5-7*

- **Beban hidup Lantai 5-7**

Keterangan	Tebal	Lebar	Panjang	Bj	Koef.	Beban Mati
Beban Hidup Lantai	0.12	25.20	54.00	192.00	0.30	9405.8 Kg
<b>Jumlah Total Beban Hidup Lantai</b>						<b>9405.8 Kg</b>

*Tabel 3.10 Beban hidup pada lantai 5-7*

$$\text{Total Beban } \sum W = \text{Beban mati} + \text{Beban hidup}$$

$$= 1167046.1 + \mathbf{9405.8}$$

$$= \mathbf{1176451.9 \text{ Kg}}$$

### 3.8.3 Beban mati lantai 2-4

Diketahui :

- Tebal plat lantai = 12 cm
- Luas bangunan = 1425.60 m<sup>2</sup>
- Panjang = 54 m

- Lebar = 25.20 m
- Dimensi Balok B-1 X = Lebar = 35 cm Tinggi = 70 cm N = 29
- Dimensi Balok B-2 X = Lebar = 25 cm Tinggi = 50 cm N = 18
- Dimensi Balok B-1 Y = Lebar = 35 cm Tinggi = 70 cm N = 10
- Dimensi Balok B-2 Y = Lebar = 25 cm Tinggi = 50 cm N = 16
- Dimensi Kolom K-2 = Lebar = 50 cm Tinggi = 70 cm N = 38
- Dimensi Kolom K-1 = Lebar = 70 cm Tinggi = 70 cm N = 4
- Dimensi Kolom K-3 = Lebar = 40 cm Tinggi = 40 cm N = 8
- Tinggi Lantai = 4 m
- Tinggi Kolom = 4 m
- Dinding Arah X = Lebar = 0.15 cm Tinggi = (4.0-0.70 ) = 3.30
- Dinding Arah Y = Lebar = 0.15 cm Tinggi = (4.0-0.70 ) = 3.30
- Shear Wall = Lebar = 0.40 cm Tinggi = 6 m
- Berat jenis beton = 2400 kg/m<sup>3</sup>
- Berat jenis ½ bata = 1700 kg/m<sup>3</sup>
- Berat eternity = 11 kg/m<sup>2</sup>
- Berat penggantung = 7 kg/m<sup>2</sup>
- Beban Hidup Lantai = 192 kg/ m<sup>2</sup>
- Berat jenis air = 1000 kg/ m<sup>3</sup>
- Tinggi genangan Air = 0.05 m
- Koefisien Reduksi = 0.3

- **Beban Mati Lantai 2-4**

Keterangan	Tebal	Lebar	Panjang	Bj	Jmlh	Beban Mati
Berat Plat Atap	0.12	25.20	54	2400	1	391910.4 Kg
Berat Balok Arah x1	0.35	0.58	7.2	2400	29	101727.4 Kg
Berat Balok Arah y1	0.35	0.58	7.2	2400	18	63141.1 Kg
Berat Balok Arah x2	0.25	0.38	7.2	2400	10	16416.0 Kg
Berat Balok Arah y2	0.25	0.38	7.2	2400	16	26265.6 Kg
Berat Kolom k2	0.50	0.70	4.0	2400	38	127680.0 Kg
Berat Kolom k1	0.70	0.70	4.0	2400	4	18816.0 Kg
Berat Kolom k3	0.40	0.40	4.0	2400	8	12288.0 Kg
Berat Dinding 1	0.15	1.00	3.30	1700	29	53244.0 Kg
Berat Dinding 2	0.15	1.00	3.30	1700	19	34884.0 Kg
Berat Shear Wall (Y)		7.2	4	2400	4	276480.0 Kg
Berat Plafond		25.20	54	18	1	24494.4 Kg
<b>Jumlah Total Beban Mati Atap Lantai 2-4</b>						<b>1147346.9 Kg</b>

*Tabel 3.11 Beban mati pada lantai 2-4*

- **Beban hidup Lantai 2-4**

Keterangan	Tebal	Lebar	Panjang	Bj	Koef.	Beban Mati
Beban Hidup Lantai	0.12	25.20	54.00	192.0	0.30	9405.8 Kg
<b>Jumlah Total Beban Hidup lantai</b>						<b>9405.8 Kg</b>

*Tabel 3.12 Beban hidup pada lantai 2-4*

$$\begin{aligned}
 \text{Total Beban } \sum W &= \text{Beban mati} + \text{Beban hidup} \\
 &= 1147346.9 + 9405.8 \\
 &= \mathbf{1156752.7 \text{ Kg}}
 \end{aligned}$$

Lantai	Weight (Wi) Kg	Tinggi (hi) m
Lantai Atap	1079003.520	30
Lantai 7	1128715.930	24
Lantai 6	1128715.930	20
Lantai 5	1128715.930	16
Lantai 4	1109016.730	12
Lantai 3	1109016.730	8
Lantai 2	1109016.730	4
<b>Total</b>	<b>7792201.498</b>	

*Tabel 3.13 berat total bangunan*

### 3.9 Perhitungan gaya – gaya gempa yang bekerja pada struktur 3 dimensi

#### Pembebanan beban gempa Per lantai

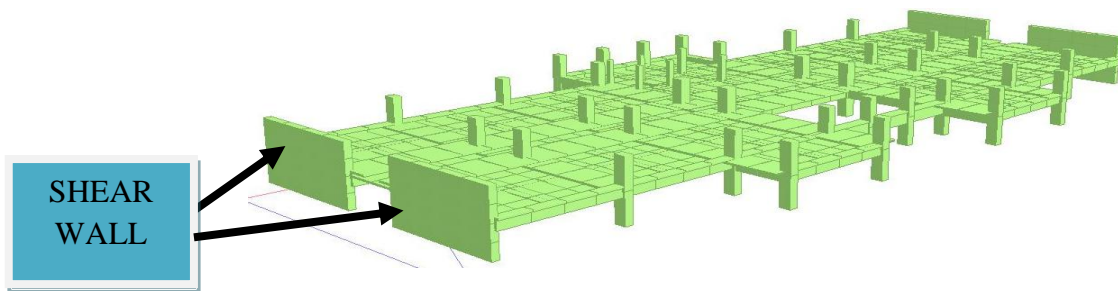
Untuk koordinat pusat massa lantai (Center Of Mass) dilihat dari hasil Program Bantu Teknik Sipil yaitu STAAD Pro v8i, berat bangunan per lantai yang telah di potong dalam bentuk 3D dengan perintah / command – Postt Analysis Print : CG (Center Of Gravity) dan Support Reaction.

Untuk mensimulasi arah pengaruh gempa yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama harus dianggap 100% dan harus

dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas hanya 30%.

### 3.9.1 Pusat massa (Center of Mass) Pada lantai 2

Pusat massa pada lantai 2 telah dihitung oleh software atau program bantu computer Staad Pro v8i yaitu pada selfweight. Dan berat bangunan tiap lantainya didapatkan pada potongan struktur penuh yaitu setelah dirunning seperti terlihat pada gambar berikut ini.



*Gambar 3.8. Render hasil potongan berat bangunan lantai 2  
output running Staad Pro.*

CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METE UNIT)

X = 27.00 Y = 4.00 Z = 12.58

TOTAL SELF WEIGHT = 990967.000 (KG UNIT)

Hasil running dari Staad Pro v8i terlihat dalam hasil outputnya berat bangunan lantai 2 dengan Selfweight dan center of gravity pada sumbu global (global axis) x,y dan z.

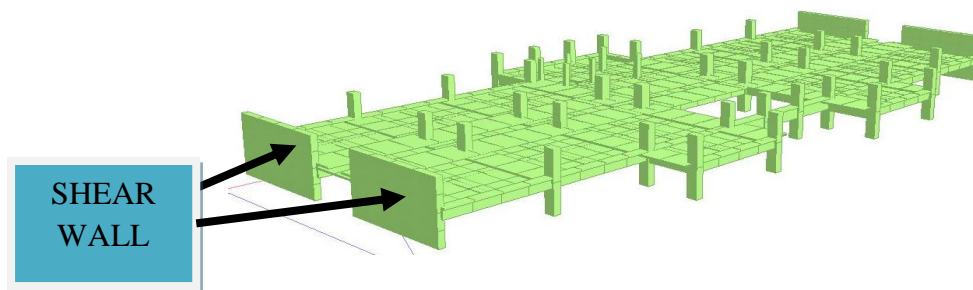
**Beban Mati ( $Wd_2$ ) = 99067,000 kg**

Center gravity

global axis	X	y	z	satuan
	27,00	4,00	12,58	meter

### 3.9.2 Pusat massa (Center of Mass) Pada lantai 3

Pusat massa pada lantai 2 telah dihitung oleh software atau program bantu computer Staad Pro v8i yaitu pada selfweight. Dan berat bangunan tiap lantainya didapatkan pada potongan struktur penuh yaitu setelah dirunning seperti terlihat pada gambar berikut ini.



**Gambar 3.9. Render hasil potongan berat bangunan lantai 3  
output running Staad Pro.**

CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METER UNIT)

X = 27.00 Y = 8.00 Z = 12.58

TOTAL SELF WEIGHT = 990967.438 (KG UNIT)

Hasil running dari Staad Pro v8i terlihat dalam hasil outputnya berat bangunan lantai 2 dengan Selfweight dan center of gravity pada sumbu global (global axis) x,y dan z.

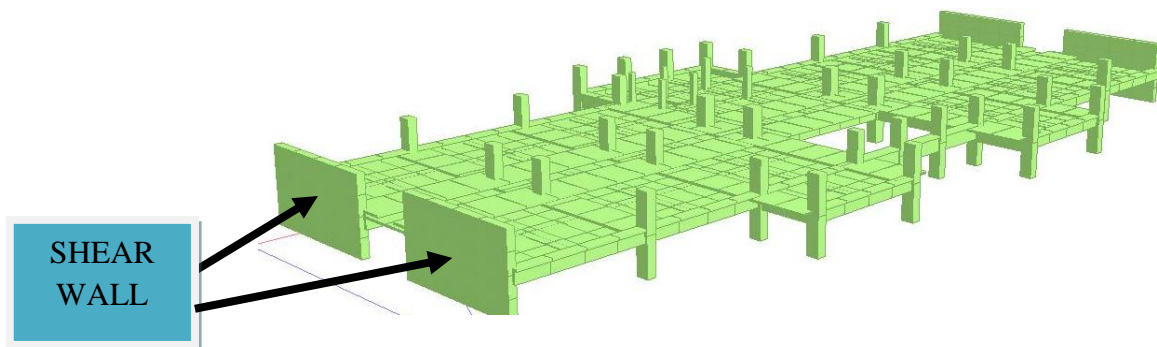
Beban Mati ( $W_{d2}$ ) = **990967,438 kg**

Center gravity

global axis	X	y	z	satuan
	27,00	8,00	12,58	meter

### 3.9.3 Pusat massa (Center of Mass) Pada lantai 4

Pusat massa pada lantai 2 telah dihitung oleh software atau program bantu computer Staad Pro v8i yaitu pada selfweight. Dan berat bangunan tiap lantainya didapatkan pada potongan struktur penuh yaitu setelah dirunning seperti terlihat pada gambar berikut ini.



*Gambar 3.10. Render hasil potongan berat bangunan lantai 4*



### *output running Staad Pro.*

CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METE UNIT)

X = 27.00 Y = 12.00 Z = 12.58

TOTAL SELF WEIGHT = 990967.125 (KG UNIT)

Hasil running dari Staad Pro v8i terlihat dalam hasil outputnya berat bangunan lantai 2 dengan Selfweight dan center of gravity pada sumbu global (global axis) x,y dan z.

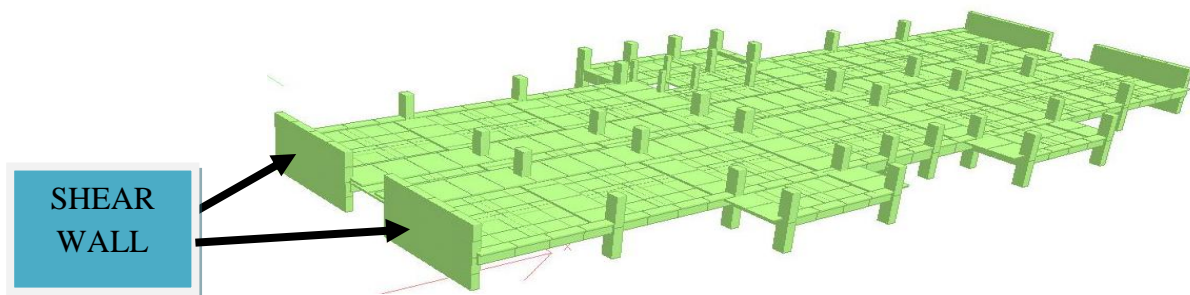
**Beban Mati ( $W_{d2}$ ) = 99067,125 kg**

Center gravity

global axis	X	y	z	satuan
	27,00	12,00	12,58	meter

#### **3.9.4 Pusat massa (Center of Mass) Pada lantai 5**

Pusat massa pada lantai 2 telah dihitung oleh software atau program bantu computer Staad Pro v8i yaitu pada selfweight. Dan berat bangunan tiap lantainya didapatkan pada potongan struktur penuh yaitu setelah dirunning seperti terlihat pada gambar berikut ini.



**Gambar 3.11. Render hasil potongan berat bangunan lantai 5  
output running Staad Pro.**

CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METE UNIT)

X = 27.00 Y = 16.00 Z = 12.76

TOTAL SELF WEIGHT = 1025011.875 (KG UNIT)

Hasil running dari Staad Pro v8i terlihat dalam hasil outputnya berat bangunan lantai 2 dengan Selfweight dan center of gravity pada sumbu global (global axis) x,y dan z.

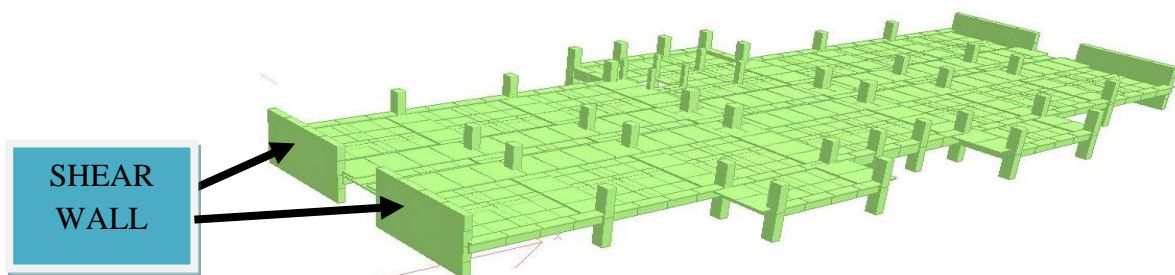
**Beban Mati ( $Wd_2$ ) = 1025011.875 kg**

Center gravity

global axis	X	y	Z	satuan
	27,00	16,00	12,76	meter

### 3.9.5 Pusat massa (Center of Mass) Pada lantai 6

Pusat massa pada lantai 2 telah dihitung oleh software atau program bantu computer Staad Pro v8i yaitu pada selfweight. Dan berat bangunan tiap lantainya didapatkan pada potongan struktur penuh yaitu setelah dirunning seperti terlihat pada gambar berikut ini.



**Gambar 3.12. Render hasil potongan berat bangunan lantai 6  
output running Staad Pro.**

```
CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METE UNIT)

X =    27.00    Y =    20.00    Z =    12.76

TOTAL SELF WEIGHT =          1025011.438 (KG    UNIT)
```

Hasil running dari Staad Pro v8i terlihat dalam hasil outputnya berat bangunan lantai 2 dengan Selfweight dan center of gravity pada sumbu global (global axis) x,y dan z.

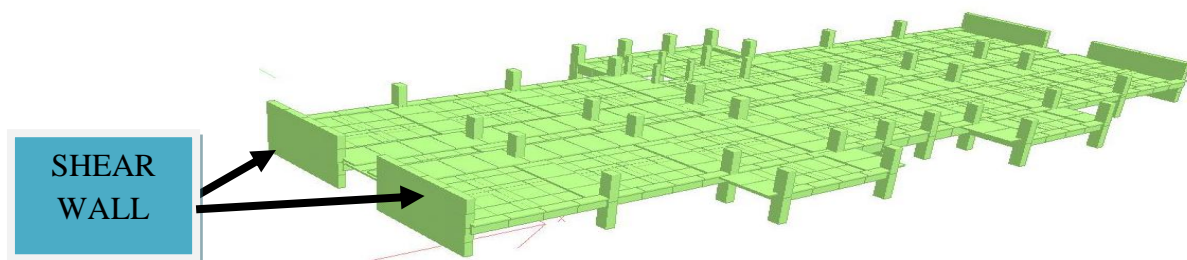
**Beban Mati ( $W_{d2}$ ) = 1025011.438 kg**

Center gravity

global axis	X	y	Z	satuan
	27,00	20,00	12,76	meter

### 3.9.6 Pusat massa (Center of Mass) Pada lantai 7

Pusat massa pada lantai 2 telah dihitung oleh software atau program bantu computer Staad Pro v8i yaitu pada selfweight. Dan berat bangunan tiap lantainya didapatkan pada potongan struktur penuh yaitu setelah dirunning seperti terlihat pada gambar berikut ini.



**Gambar 3.13. Render hasil potongan berat bangunan lantai 7  
output running Staad Pro.**

CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METE UNIT)

X = 27.00 Y = 24.02 Z = 12.76

TOTAL SELF WEIGHT = 1036082.375 (KG UNIT)

Hasil running dari Staad Pro v8i terlihat dalam hasil outputnya berat bangunan lantai 2 dengan Selfweight dan center of gravity pada sumbu global (global axis) x,y dan z.

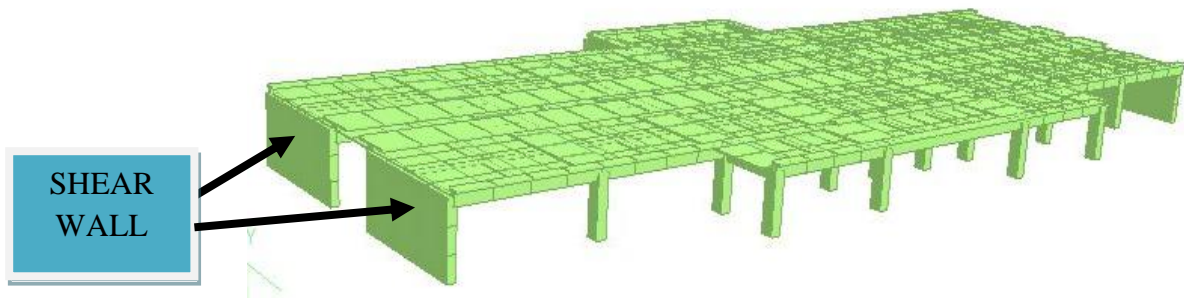
**Beban Mati ( $W_{d2}$ ) = 1036082,375 kg**

Center gravity

global axis	X	y	Z	satuan
	27,00	24,02	12,76	meter

### 3.9.7 Pusat massa (Center of Mass) Pada lantai 8

Pusat massa pada lantai 2 telah dihitung oleh software atau program bantu computer Staad Pro v8i yaitu pada selfweight. Dan berat bangunan tiap lantainya didapatkan pada potongan struktur penuh yaitu setelah dirunning seperti terlihat pada gambar berikut ini.



***Gambar 3.14. Render hasil potongan berat bangunan lantai 8  
output running Staad Pro.***

CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METE UNIT)

X = 27.00 Y = 29.68 Z = 13.05

TOTAL SELF WEIGHT = 994390.562 (KG UNIT)

Hasil running dari Staad Pro v8i terlihat dalam hasil outputnya berat bangunan lantai 2 dengan Selfweight dan center of gravity pada sumbu global (global axis) x,y dan z.

**Beban Mati ( $W_{d2}$ ) = 994390,562 kg**

Center gravity

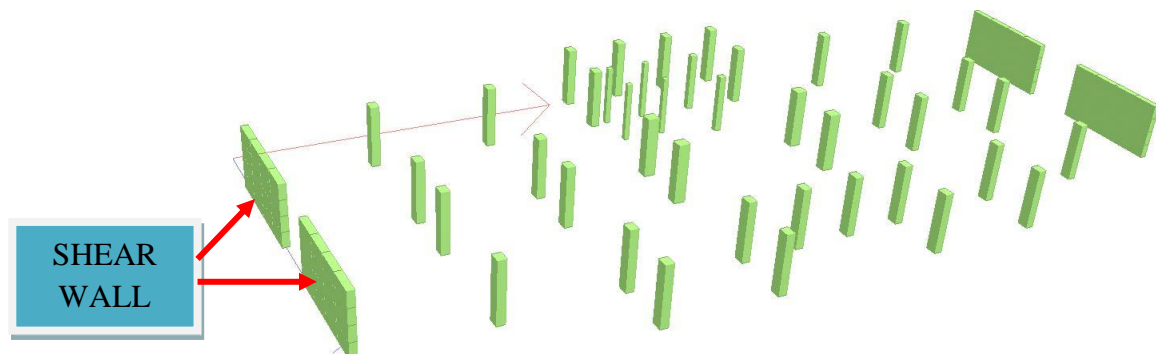
global axis	X	y	Z	satuan
	27,99	29,68	13,05	meter

Sumbu yang dipakai untuk menentukan pusat massa adalah hanya sumbu X Z saja karena menggunakan 3D pada Staad Pro

### 3.10 Perhitungan Pusat kekakuan (Center of Rigidity)

#### 3.10.1 Pusat kekakuan (Center of Regidity) Pada lantai 1

Pusat kekakuan pada lantai1 telah dihitung oleh software atau program bantu computer STAADpro v8i yaitu pada Selfweight. Dan berat bangunan tiap lantainya didapatkan pada potongan struktur penuh yaitu setelah dirunning. Seperti terlihat pada gambar berikut ini.



**Gambar 3.15. Render hasil potongan berat bangunan lantai 1**

CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METE UNIT)

X = 26.98 Y = 2.00 Z = 12.65

TOTAL SELF WEIGHT = 236994.516 (KG UNIT)

Hasil running dari Staad Pro v8i terlihat dalam hasil outputnya berat bangunan lantai 1 dengan Selfweight dan CR pada sumbu global (global axis) x,y,dan z.

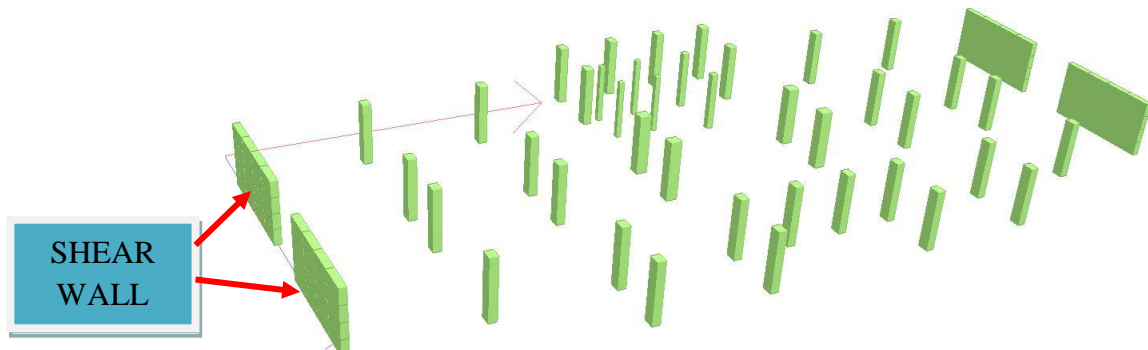
**Beban Mati ( $W_{d1}$ ) = 236994,516 kg**

global axis	x	y	Z	satuan
	26,98	2,00	12,65	meter

Sumbu yang dipakai untuk menentukan pusat kekakuan adalah hanya sumbu X dan Z saja karena menggunakan 3D pada STAAD PRO

### 3.10.2 Pusat kekakuan (Center of Rigidity) Pada lantai 2

Pusat kekakuan pada lantai 1 telah dihitung oleh software atau program bantu computer STAADPRO v8i yaitu pada Selfweight. Dan berat bangunan tiap lantainya didapatkan pada potongan struktur penuh yaitu setelah dirunning. Seperti terlihat pada gambar berikut ini.



**Gambar 3.16. Render hasil potongan berat bangunan lantai 2**

CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METE UNIT)

X = 26.98 Y = 6.00 Z = 12.65

TOTAL SELF WEIGHT = 236994.516 (KG UNIT)

Hasil running dari Staad Pro v8i terlihat dalam hasil outputnya berat bangunan lantai 1 dengan Selfweight dan CR pada sumbu global (global axis) x,y,dan z.

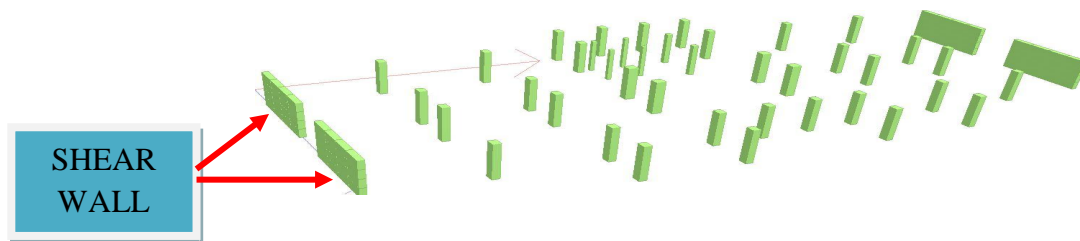
**Beban Mati ( $W_{d1}$ ) = 236994,516 kg**

global axis	x	y	Z	satuan
	26,98	6,00	12,65	meter

Sumbu yang dipakai untuk menentukan pusat kekakuan adalah hanya sumbu X dan Z saja karena menggunakan 3D pada STAAD PRO

### 3.10.3 Pusat kekakuan (Center of Rigidity) Pada lantai 3

Pusat kekakuan pada lantai1 telah dihitung oleh software atau program bantu computer STAADPRO v8i yaitu pada Selfweight. Dan berat bangunan tiap lantainya didapatkan pada potongan struktur penuh yaitu setelah dirunning. Seperti terlihat pada gambar berikut ini.



**Gambar 3.17. Render hasil potongan berat bangunan lantai 3**

```

CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METE UNIT)

X =    26.98    Y =    10.00    Z =    12.65

TOTAL SELF WEIGHT =                236994.516 (KG    UNIT)

```

Hasil running dari STAAD PRO v8i terlihat dalam hasil outputnya berat bangunan lantai 1 dengan Selfweight dan CR pada sumbu global (global axis) x,y,dan z.



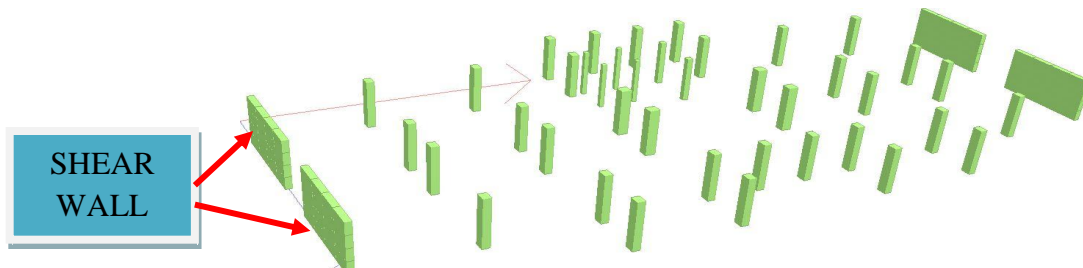
**Beban Mati ( $W_{d1}$ ) = 236994,516 kg**

global axis	x	y	Z	satuan
	26,98	10,00	12,65	meter

Sumbu yang dipakai untuk menentukan pusat kekakuan adalah hanya sumbu X dan Z saja karena menggunakan 3D pada STAAD PRO

#### 3.10.4 Pusat kekakuan (Center of Rigidity) Pada lantai 4

Pusat kekakuan pada lantai1 telah dihitung oleh software atau program bantu computer STAADPRO v8i yaitu pada Selfweight. Dan berat bangunan tiap lantainya didapatkan pada potongan struktur penuh yaitu setelah dirunning. Seperti terlihat pada gambar berikut ini.



**Gambar 3.18. Render hasil potongan berat bangunan lantai 4**

CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METE UNIT)

X = 26.98 Y = 14.00 Z = 12.65

TOTAL SELF WEIGHT = 236994.516 (KG UNIT)

Hasil running dari STAAD PRO v8i terlihat dalam hasil outputnya berat bangunan lantai 1 dengan Selfweight dan CR pada sumbu global (global axis) x,y,dan z.

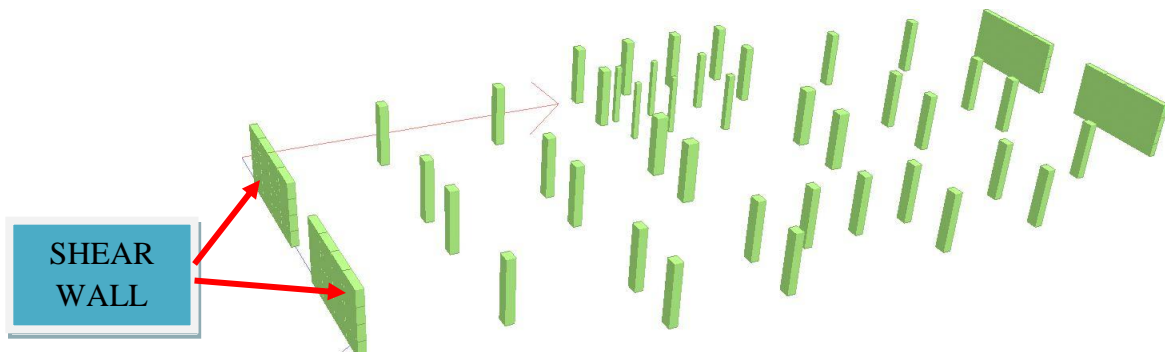
**Beban Mati ( $W_{d1}$ ) = 236994,516 kg**

global axis	x	y	Z	satuan
	26,98	14,00	12,65	meter

Sumbu yang dipakai untuk menentukan pusat kekakuan adalah hanya sumbu X dan Z saja karena menggunakan 3D pada STAAD PRO

### 3.10.5 Pusat kekakuan (Center of Rigidity) Pada lantai 5

Pusat kekakuan pada lantai 1 telah dihitung oleh software atau program bantu computer STAADPRO v8i yaitu pada Selfweight. Dan berat bangunan tiap lantainya didapatkan pada potongan struktur penuh yaitu setelah dirunning. Seperti terlihat pada gambar berikut ini.



***Gambar 3.19. Render hasil potongan berat bangunan lantai 5***

CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METER UNIT)

X = 26.98 Y = 18.00 Z = 12.65

TOTAL SELF WEIGHT = 236994.547 (KG UNIT)

Hasil running dari Staad Pro v8i terlihat dalam hasil outputnya berat bangunan lantai 1 dengan Selfweight dan CR pada sumbu global (global axis) x,y,dan z.

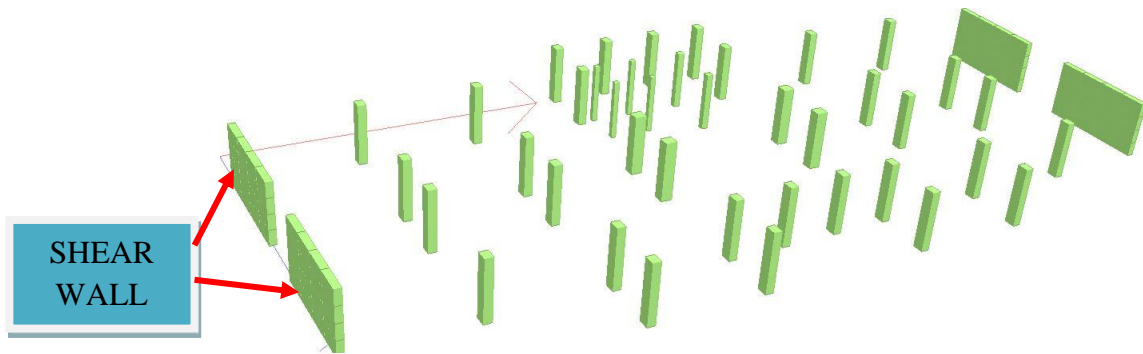
**Beban Mati ( $W_{d1}$ ) = 236994,547 kg**

global axis	x	y	Z	satuan
	26,98	22,00	12,65	meter

Sumbu yang dipakai untuk menentukan pusat kekakuan adalah hanya sumbu X dan Z saja karena menggunakan 3D pada STAAD PRO

### **3.10.6 Pusat kekakuan (Center of Rigidity) Pada lantai 6**

Pusat kekakuan pada lantai1 telah dihitung oleh software atau program bantu computer STAADPRO v8i yaitu pada Selfweight. Dan berat bangunan tiap lantainya didapatkan pada potongan struktur penuh yaitu setelah dirunning. Seperti terlihat pada gambar berikut ini.



**Gambar 3.20. Render hasil potongan berat bangunan lantai 6**

CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METER UNIT)

X = 26.98 Y = 22.00 Z = 12.65

TOTAL SELF WEIGHT = 236994.516 (KG UNIT)

Hasil running dari Staad Pro v8i terlihat dalam hasil outputnya berat bangunan lantai 1 dengan Selfweight dan CR pada sumbu global (global axis) x,y,dan z.

**Beban Mati ( $W_{d1}$ ) = 236994,516 kg**

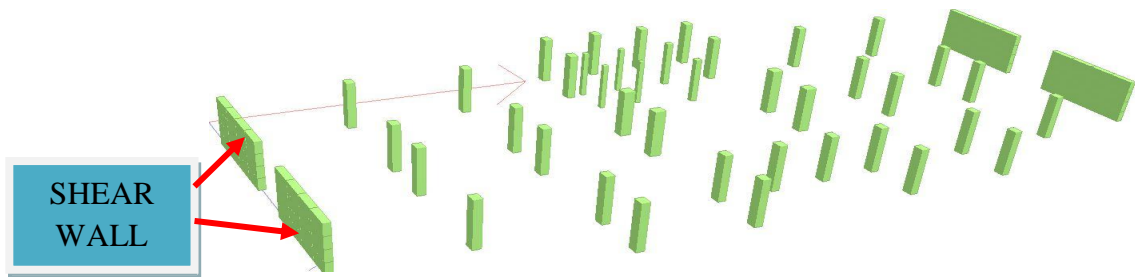
global axis	x	y	Z	satuan
	26,98	22,00	12,65	meter

Sumbu yang dipakai untuk menentukan pusat kekakuan adalah hanya sumbu X dan Z saja karena menggunakan 3D pada STAAD PRO

### 3.10.7 Pusat kekakuan (Center of Rigidity) Pada lantai 7

Pusat kekakuan pada lantai1 telah dihitung oleh software atau program bantu computer STAADPRO v8i yaitu pada Selfweight. Dan berat bangunan tiap lantainya didapatkan

pada potongan struktur penuh yaitu setelah dirunning. Seperti terlihat pada gambar berikut ini.



**Gambar 3.21. Render hasil potongan berat bangunan lantai 7**

```

CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METE UNIT)

X =    26.98    Y =    27.00    Z =    12.65

TOTAL SELF WEIGHT =                355491.312 (KG    UNIT)
  
```

Hasil running dari Staad Pro v8i terlihat dalam hasil outputnya berat bangunan lantai 1 dengan Selfweight dan CR pada sumbu global (global axis) x,y,dan z.

**Beban Mati ( $W_{d1}$ ) = 355491,312 kg**

global axis	x	y	Z	satuan
	26,98	27,00	12,65	meter

Sumbu yang dipakai untuk menentukan pusat kekakuan adalah hanya sumbu X dan Z saja karena menggunakan 3D pada STAAD PRO

Koordinat pusat kekakuan (CR) di lihat dari hasil running program komputer StaadPro v8i, elemen struktur vertikal yang telah di potong dalam bentuk 3D dengan perintah / Commands, Post-Analysis Print : CG (Center of Gravity) dan Support

Reaction. Koordinat pusat kekakuan tiap lantai dari hasil analisa StaadPro v8i di tabelkan seperti dibawah ini.

Lantai	Weight (Wi) Kg	Satuan	Koordinat per lantai (m)		Satuan
			X	Z	
Lantai Atap	335491.312	kg	26.98	12.65	m
Lantai 7	236994.516	kg	26.98	12.65	m
Lantai 6	236994.516	kg	26.98	12.65	m
Lantai 5	236994.547	kg	26.98	12.65	m
Lantai 4	236994.516	kg	26.98	12.65	m
Lantai 3	236994.516	kg	26.98	12.65	m
Lantai 2	236994.516	kg	26.98	12.65	m

**Tabel 3.14 Pusat Kekakuan (CR) Tiap Lantai**

**Keterangan :**

Nilai koordinat pusat kekakuan (CR) berbeda dengan nilai koordinat pada pusat massa lantai (CM) sehingga akan terjadi Mode Shape Puntir (Torsional Mode Shape) pada struktur ketika di landa beban gempa dengan Skala Rither yang tinggi

### 3.11 Perhitungan Eksentrisitas Rencana $e_d$

$b_x = 54 \text{ m}$  ~  $b_x$  adalah bentang bangunan terpanjang

$b_z = 25.5 \text{ m}$  ~  $b_z$  adalah bentang bangunan terpendek

Story	Pusat Massa		Pusat Kekakuan		Eksentrisitas (e)		$e_d = 1,5e + 0,05b$		$e_d = e - 0,05b$	
	X	Z	X	Z	X	Z	X	Z	X	Z
Atap/8	27.99	13.05	26.98	12.65	1.01	0.4	4.22	1.86	-1.69	-0.86
7	27	12.76	26.98	12.65	0.02	0.11	2.73	1.43	-2.68	-1.15
6	27	12.76	26.98	12.65	0.02	0.11	2.73	1.43	-2.68	-1.15
5	27	12.76	26.98	12.65	0.02	0.11	2.73	1.43	-2.68	-1.15
4	27	12.58	26.98	12.65	0.02	-0.1	2.73	1.16	-2.68	-1.33
3	27	12.58	26.98	12.65	0.02	-0.1	2.73	1.16	-2.68	-1.33
2	27	12.58	26.98	12.65	0.02	-0.1	2.73	1.16	-2.68	-1.33

**Tabel 3.15 Exstrisitas rencana**

- Untuk  $0 < e \leq 0,3 b$  :

$$e_d = 1,5 e + 0,05 b \text{ atau } e_d = e - 0,05 b \quad \text{persamaan..... (1)}$$

- Untuk  $e \geq 0,3 b$  :

$$e_d = 1,33 e + 0,1 b \text{ atau } e_d = 1,17e - 0,1 b \text{ persamaan..... (2)}$$

Dari setiap persamaaan, di pilih di antara ke dua rumus itu yang pengaruhnya paling menentukan untuk unsur subsistem struktur gedung yang di tinjau.

### ➤ Lantai 2

Dimana :  $b_x = 54$

$$b_z = 25,20$$

$$a). e_z = e \leq 0,3 b$$

$$= -0,07 \leq 0,3 \times 25,20$$

$$= -0,07 < 7,56 \longrightarrow \text{dipakai persamaan .....(1)}$$

$$e_{dz} = 1,5 e + 0,05 b$$

$$= (1,5 \times -0,07) + (0,05 \times 25,20)$$

$$= 1,16 \text{ m}$$

$$e_{dz} = e - 0,05 b$$

$$= -0,01 - 0,05 \times 25,20$$

$$= -1,33 \text{ m}$$

**Dipakai yang terbesar untuk  $e_{dz}$  yaitu :1,16 m**

$$b). e_x = e \leq 0,3 b$$

$$= 0,02 \leq 0,3 \times 54$$

$$= 0,02 < 11,7 \longrightarrow \text{dipakai persamaan .....(1)}$$

$$e_{dx} = 1,5 e + 0,05 b$$

$$= (1,5 \times 0,02) + (0,05 \times 54)$$

$$= 2,73 \text{ m}$$

$$e_{dx} = e - 0,05 b$$

$$= 0,02 - 0,05 \times 54$$



$$= -2,68 \text{ m}$$

**Dipakai yang terbesar untuk  $e_{dx}$  yaitu :2,73 m**

**Jadi, Eksentrisitas Rencana untuk lantai 2,  $e_{dz} = 1,245\text{m}$  dan  $e_{dx} = 2,715\text{m}$**

### ➤ Lantai 3

Dimana :  $b_x = 54$

$$b_z = 25,20$$

$$a). e_z = e \leq 0,3 b$$

$$= -0,07 \leq 0,3 \times 25,20$$

$$= -0,07 < 7,56 \quad \text{dipakai persamaan .....(1)}$$

$$e_{dz} = 1,5 e + 0,05 b$$

$$= (1,5 \times -0,07) + (0,05 \times 25,20)$$

$$= 1,16 \text{ m}$$

$$e_{dz} = e - 0,05 b$$

$$= -0,07 - 0,05 \times 25,20$$

$$= -1,33 \text{ m}$$

**Dipakai yang terbesar untuk  $e_{dz}$  yaitu :1,16 m**

$$b). e_x = e \leq 0.3 b$$

$$= 0,02 \leq 0,3 \times 54$$

$$= 0,02 < 16,2 \longrightarrow \text{dipakai persamaan .....(1)}$$

$$e_{dx} = 1,5 e + 0,05 b$$

$$= (1,5 \times 0,02) + (0,05 \times 54)$$

$$= 2,73 \text{ m}$$

$$e_{dx} = e - 0,05 b$$

$$= 0,02 - 0,05 \times 54$$

$$= -2,68 \text{ m}$$

**Dipakai yang terbesar untuk  $e_{dx}$  yaitu :2,73 m**

**Jadi, Eksentrisitas Rencana untuk lantai 3,  $e_{dz} = 1,16 \text{ m}$  dan  $e_{dx} = 2,73 \text{ m}$**

#### ➤ **Lantai 4**

Dimana :  $b_x = 54$

$$b_z = 25,20$$

$$a). e_z = e \leq 0,3 b$$

$$= -0,07 \leq 0,3 \times 25,20$$

$$= -0,07 < 7,56 \longrightarrow \text{dipakai persamaan .....(1)}$$

$$e_{dz} = 1,5 e + 0,05 b$$

$$= (1,5 \times -0,07) + (0,05 \times 25,20)$$

$$= 1,16 \text{ m}$$

$$e_{dz} = e - 0,05 b$$

$$= -0,07 - 0,05 \times 25,20$$

$$= -1,33 \text{ m}$$

**Dipakai yang terbesar untuk  $e_{dz}$  yaitu :1,16 m**

$$b). e_x = e \leq 0,3 b$$

$$= 0,02 \leq 0,3 \times 54$$

$$0,02 < 16,2 \quad \text{dipakai persamaan .....(1)}$$

$$e_{dx} = 1,5 e + 0,05 b$$

$$= (1,5 \times 0,02) + (0,05 \times 54)$$

$$= 2,73 \text{ m}$$

$$e_{dx} = e - 0,05 b$$

$$= 0,02 - 0,05 \times 54$$

$$= -2,68 \text{ m}$$

**Dipakai yang terbesar untuk  $e_{dx}$  yaitu :2,73 m**

**Jadi , Eksentrisitas Rencana untuk lantai 4,  $e_{dz} = 1,16 \text{ m}$  dan  $e_{dx} = 2,3 \text{ m}$**

➤ **Lantai 5**

Dimana :  $b_x = 54$

$$b_z = 25,20$$

$$a). e_z = e \leq 0,3 b$$

$$= 0,11 \leq 0,3 \times 25,20$$

$$= 0,11 < 7,56 \longrightarrow \text{dipakai persamaan .....(1)}$$

$$e_{dz} = 1,5 e + 0,05 b$$

$$= (1,5 \times 0,11) + (0,05 \times 25,20)$$

$$= 1,43 \text{ m}$$

$$e_{dz} = e - 0,05 b$$

$$= 0,11 - 0,05 \times 25,20$$

$$= -1,15 \text{ m}$$

**Dipakai yang terbesar untuk  $e_{dz}$  yaitu :1,43 m**

$$b). e_x = e \leq 0,3 b$$

$$= 0,02 \leq 0,3 \times 54$$

$$= 0,02 < 16,2 \longrightarrow \text{dipakai persamaan .....(1)}$$

$$e_{dx} = 1.5 e + 0.05 b$$

$$= (1,5 \times 0,02) + (0,05 \times 54)$$

$$= 2,73 \text{ m}$$

$$e_{dx} = e - 0,05 b$$

$$= 0,02 - 0,05 \times 54$$

$$= -2,68 \text{ m}$$

**Dipakai yang terbesar untuk  $e_{dx}$  yaitu :2,73 m**

**Jadi, Eksentrisitas Rencana untuk lantai 5,  $e_{dz} = 1,43 \text{ m}$  dan  $e_{dx} = 2,73 \text{ m}$**

#### ➤ **Lantai 6**

Dimana :  $b_x = 54$

$$b_z = 25,20$$

$$a). e_z = e \leq 0,3 b$$

$$= 0,11 \leq 0,3 \times 25,20$$

$$= 0,11 < 7,56 \longrightarrow \text{dipakai persamaan .....(1)}$$

$$e_{dz} = 1,5 e + 0,05 b$$

$$= (1,5 \times 0,11) + (0,05 \times 25,20)$$

$$= 1,43 \text{ m}$$

$$e_{dz} = e - 0,05 b$$

$$= 0,11 - 0,05 \times 25,20$$

$$= -1,15\text{m}$$

**Dipakai yang terbesar untuk  $e_{dz}$  yaitu :1,43 m**

$$\text{b). } e_x = e \leq 0,3 b$$

$$= 0,02 \leq 0,3 \times 54$$

$$= 0,02 < 16,2 \longrightarrow \text{dipakai persamaan .....(1)}$$

$$e_{dx} = 1,5 e + 0,05 b$$

$$= (1,5 \times 0,02) + (0,05 \times 54)$$

$$= 2,73 \text{ m}$$

$$e_{dx} = e - 0,05 b$$

$$= 0,02 - 0,05 \times 54$$

$$= -2,68 \text{ m}$$

**Dipakai yang terbesar untuk  $e_{dx}$  yaitu :2,73 m**

**Jadi, Eksentrisitas Rencana untuk lantai 6,  $e_{dz} = 1,43 \text{ m}$  dan  $e_{dx} = 2,73 \text{ m}$**

➤ **Lantai 7**

Dimana :  $b_x = 54$

$$b_z = 25,20$$

$$a). e_z = e \leq 0,3 b$$

$$= 0,11 \leq 0,3 \times 25,20$$

$$= 0,11 < 7,56 \longrightarrow \text{dipakai persamaan .....(1)}$$

$$e_{dz} = 1,5 e + 0,05 b$$

$$= (1,5 \times 0,11) + (0,05 \times 25,20)$$

$$= 1,43 \text{ m}$$

$$e_{dz} = e - 0,05 b$$

$$= 0,11 - 0,05 \times 25,20$$

$$= -1,15 \text{ m}$$

**Dipakai yang terbesar untuk  $e_{dz}$  yaitu :1,43 m**

$$b). e_x = e \leq 0,3 b$$

$$= 0,02 \leq 0,3 \times 54$$

$$= 0,02 < 16,2 \longrightarrow \text{dipakai persamaan .....(1)}$$

$$e_{dx} = 1,5 e + 0,05 b$$

$$= (1,5 \times 0,02) + (0,05 \times 54)$$

$$= 2,73 \text{ m}$$

$$e_{dx} = e - 0,05 b$$

$$= 0,02 - 0,05 \times 54$$

$$= -2,68 \text{ m}$$

**Dipakai yang terbesar untuk  $e_{dx}$  yaitu :2,73 m**

**Jadi, Eksentrisitas Rencana untuk lantai 7,  $e_{dz} = 1,43 \text{ m}$  dan  $e_{dx} = 2,73 \text{ m}$**

### ➤ Lantai 8 / Atap

Dimana :  $b_x = 54$

$$b_z = 25,20$$

$$a). e_z = e \leq 0,3 b$$

$$= 0,4 \leq 0,3 \times 25,20$$

$$= 0,4 < 7,56 \longrightarrow \text{dipakai persamaan .....(1)}$$

$$e_{dz} = 1,5 e + 0,05 b$$

$$= (1,5 \times 0,4) + (0,05 \times 25,20)$$

$$= 1,86 \text{ m}$$

$$e_{dz} = e - 0,05 b$$

$$= 0,4 - 0,05 \times 25,20$$

$$= -0,86 \text{ m}$$

**Dipakai yang terbesar untuk  $e_{dz}$  yaitu :1,86 m**



$$b). e_x = e \leq 0,3 b$$

$$= 1,01 \leq 0,3 \times 54$$

$$= 1,01 < 16,2 \longrightarrow \text{dipakai persamaan .....(1)}$$

$$e_{dx} = 1,5 e + 0,05 b$$

$$= (1,5 \times 1,01) + (0,05 \times 54)$$

$$= 4,22 \text{ m}$$

$$e_{dx} = e - 0,05 b$$

$$= 1,01 - 0,05 \times 54$$

$$= -1,69 \text{ m}$$

**Dipakai yang terbesar untuk  $e_{dx}$  yaitu :4,22 m**

**Eksentrisitas Rencana untuk lantai 8,  $e_{dz} = 1,86 \text{ m}$  dan  $e_{dx} = 4,22 \text{ m}$**

### 3.11 Perhitungan Pusat Kekakuan Struktur (CR)

$$\text{Inersia (I)} = \frac{1}{12} \times b \times h^3$$

$$\text{Kekakuan} = \frac{E \times I}{L}$$

Namun dalam perhitungan ini nilai E-itu sendiri tidak diperhitungkan karena akan di bagi dengan E itu sendiri.

**Perhitungan kekakuan portal**

### 3.11.1 Kolom persegi 70/70

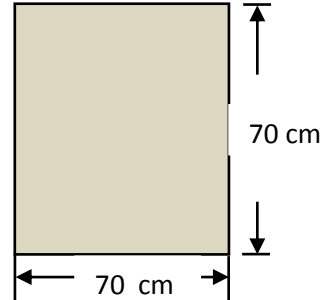
➤ Untuk  $h = 4 \text{ m}$

$$A = b \times h$$

$$A = 70 \times 70 = 4900 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{1}{12} \times b \times h^3$$

$$I = \frac{1}{12} \times 70 \times 70^3 = 2000833.3 \text{ cm}^4$$



▪ Kekakuan relatif kolom (K) :

$$K = \frac{I}{h} = \frac{2000833.3}{4} = 5002,083 \text{ cm}^4$$

▪ Kekakuan Absolut (Ko) :

$$K_o = 1000 \text{ cm}^3 = 0,001 \text{ m}^3$$

▪ Kekakuan lentur kolom (Kc) :

$$K_c = \frac{K}{K_o} = \frac{500208.3}{1000} = 5,002$$

➤ Untuk  $h = 6 \text{ m}$

$$A = 70 \times 70 = 4900 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{1}{12} \times 70 \times 70^3 = 2000833.3 \text{ cm}^4$$

Kekakuan relatif kolom (K) :

$$K = \frac{I}{h} = \frac{2000833.3}{6} = 3334,722 \text{ cm}^4$$

- Kekakuan Absolut (Ko) :

$$K_o = 1000 \text{ cm}^3 = 0,001 \text{ m}^3$$

- Kekakuan lentur kolom (Kc) :

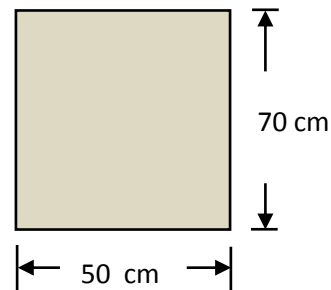
$$K_c = \frac{K}{K_o} = \frac{3334.722}{1000} = 3.335$$

### 3.11.2 Kolom 50/70

- Untuk h = 4 m

$$A = 50 \times 70 = 3500 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{1}{12} \times 50 \times 70^3 = 1429166,67 \text{ cm}^4$$



- Kekakuan relatif kolom (K) :

$$K = \frac{I}{h} = \frac{1429166,67}{4} = 3572,917 \text{ cm}^4$$

- Kekakuan Absolut (Ko) :

$$K_o = 1000 \text{ cm}^3 = 0,001 \text{ m}^3$$

- Kekakuan lentur kolom (Kc) :

$$K_c = \frac{K}{K_o} = \frac{3572,917}{1000} = 3,573$$

- Untuk h = 6 m

$$A = 50 \times 70 = 3500 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{1}{12} \times 50 \times 70^3 = 1429166,67 \text{ cm}^4$$

Kekakuan relatif kolom (K) :

$$K = \frac{I}{h} = \frac{1429166,67}{6} = 2381,944 \text{ cm}^4$$

▪ Kekakuan Absolut (Ko) :

$$K_o = 1000 \text{ cm}^3 = 0,001 \text{ m}^3$$

▪ Kekakuan lentur kolom (Kc) :

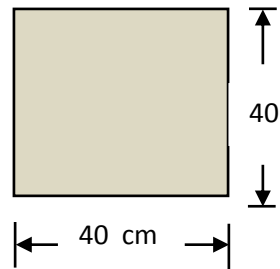
$$K_c = \frac{K}{K_o} = \frac{2381,944}{1000} = 2,382$$

### 3.11.3 Kolom 40/40

➤ Untuk h = 4 m

$$A = 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{1}{12} \times 40 \times 40^3 = 213333,33 \text{ cm}^4$$



▪ Kekakuan relatif kolom (K) :

$$K = \frac{I}{h} = \frac{213333}{4} = 533,333 \text{ cm}^4$$

▪ Kekakuan Absolut (Ko) :

$$K_o = 1000 \text{ cm}^3 = 0,001 \text{ m}^3$$

- Kekakuan lentur kolom ( $K_c$ ) :

$$K_c = \frac{K}{K_o} = \frac{533,333}{1000} = 0.533$$

- **Untuk  $h = 6 \text{ m}$**

$$A = 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{1}{12} \times 40 \times 40^3 = 213333,33 \text{ cm}^4$$

Kekakuan relatif kolom ( $K$ ) :

$$K = \frac{I}{h} = \frac{213333,33}{6} = 355,556 \text{ cm}^4$$

- Kekakuan Absolut ( $K_o$ ) :

$$K_o = 1000 \text{ cm}^3 = 0,001 \text{ m}^3$$

- Kekakuan lentur kolom ( $K_c$ ) :

$$K_c = \frac{K}{K_o} = \frac{355,556}{1000} = 0,356$$

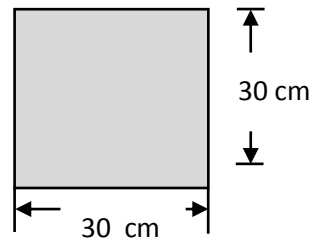
#### 3.11.4 Kolom 30/30

- **Untuk  $h = 4 \text{ m}$**

$$A = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{1}{12} \times 30 \times 30^3 = 67500 \text{ cm}^4$$

Kekakuan relatif kolom ( $K$ ) :



$$K = \frac{I}{h} = \frac{67500}{4} = 168,750 \text{ cm}^4$$

- Kekakuan Absolut (Ko) :

$$K_o = 1000 \text{ cm}^3 = 0,001 \text{ m}^3$$

- Kekakuan lentur kolom (Kc) :

$$K_c = \frac{K}{K_o} = \frac{16,875}{1000} = 0,169$$

➤ **Untuk h = 6 m**

$$A = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{1}{12} \times 30 \times 30^3 = 67500 \text{ cm}^4$$

- Kekakuan relatif kolom (K) :

$$K = \frac{I}{h} = \frac{67500}{6} = 112,500 \text{ cm}^4$$

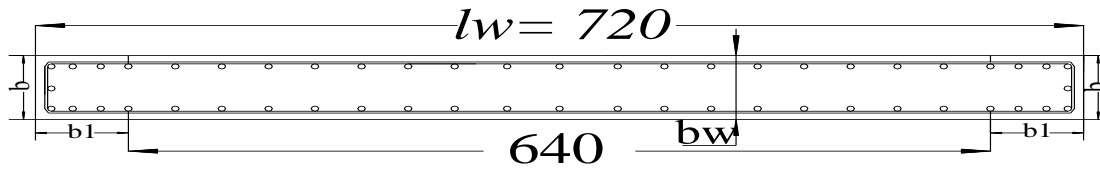
- Kekakuan Absolut (Ko) :

$$K_o = 1000 \text{ cm}^3 = 0,001 \text{ m}^3$$

- Kekakuan lentur kolom (Kc) :

$$K_c = \frac{K}{K_o} = \frac{112,500}{1000} = 0,113$$

### 3.11.5 Perhitungan Kekakuan Dinding Geser



Momen Inersia Penampang Dinding geser arah x (  $I_z$  )

Bagian Dinding yang berdimensi 720/40

$$I_{z1} = \frac{1}{12} \times 40 \times 70^3 = 1143333 \text{ cm}^4$$

$$I_{z2} = \frac{1}{12} \times 40 \times 70^3 = 1143333 \text{ cm}^4$$

$$I_{z3} = \frac{1}{12} \times 720 \times 40^3 = 3840000 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 1143333 \text{ cm}^4 + 1143333 \text{ cm}^4 + 3840000 \text{ cm}^4 = 6126667 \text{ cm}^4$$

Momen Inersia arah x (  $I_x$  )

Bagian Dinding yang berdimensi 720/40

$$I_{x1} = \frac{1}{12} \times 40^3 \times 50 = 266667 \text{ cm}^4$$

$$I_{x2} = \frac{1}{12} \times 40^3 \times 50 = 266667 \text{ cm}^4$$

$$I_{x3} = \frac{1}{12} \times 720^3 \times 40 = 1244160000 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 266667 \text{ cm}^4 + 266667 \text{ cm}^4 + 1244160000 \text{ cm}^4 = 1244693333 \text{ cm}^4$$

Momen Inersia Penampang Kolom arah z (  $I_z$  )

Kolom berdimensi 70/70

$$I_z = \frac{1}{12} \times 70^3 \times 70 = 2000833 \text{ cm}^4$$

Momen Inersia Penampang Kolom arah x (  $I_x$  )

Kolom berdimensi 50/70

$$I_x = \frac{1}{12} \times 70^3 \times 70 = 2000833 \text{ cm}^4$$

Momen Inersia Penampang Kolom arah z (  $I_z$  )

Kolom berdimensi 50/70

$$I_z = \frac{1}{12} \times 50 \times 70^3 = 1429167 \text{ cm}^4$$

Momen Inersia Penampang Kolom arah x (  $I_x$  )

Kolom berdimensi 50/70

$$I_x = \frac{1}{12} \times 50^3 \times 70 = 1429167 \text{ cm}^4$$

Momen Inersia Penampang Kolom arah z (  $I_z$  )

Kolom berdimensi 50/70

$$I_z = \frac{1}{12} \times 50 \times 70^3 = 1429167 \text{ cm}^4$$

Momen Inersia Penampang Kolom arah x (  $I_x$  )



Kolom berdimensi 50/70

$$I_x = \frac{1}{12} \times 50^3 \times 70 = 1429167 \text{ cm}^4$$

Momen Inersia Penampang Kolom arah z (  $I_z$  )

Kolom berdimensi 40/40

$$I_z = \frac{1}{12} \times 40 \times 40^3 = 213333 \text{ cm}^4$$

Momen Inersia Penampang Kolom arah x (  $I_x$  )

Kolom berdimensi 40/40

$$I_x = \frac{1}{12} \times 40 \times 40^3 = 213333 \text{ cm}^4$$

Momen Inersia Penampang Kolom arah z (  $I_z$  )

Kolom berdimensi 30/30

$$I_z = \frac{1}{12} \times 30 \times 30^3 = 67500 \text{ cm}^4$$

Momen Inersia Penampang Kolom arah x (  $I_x$  )

Kolom berdimensi 30/30

$$I_x = \frac{1}{12} \times 30 \times 30^3 = 67500 \text{ cm}^4$$

Kekakuan (EI) berdasarkan dimensi penampang yang dilihat dari momen inersia (I) masing-masing arah pembebanan gempa, sebab untuk Modulus Elastisitas E untuk bahan yang sama mempunyai nilai yang sama.

Total momen inersia arah x (Ix) :

Jumlah dinding geser = 4 buah

Jumlah kolom dimensi 70/70 = 4 buah

Jumlah kolom dimensi 50/70 = 38 buah

Jumlah kolom dimensi 40/40 = 8 buah

Jumlah kolom dimensi 30/30 = 4 buah

✓ Maka jumlah kekakuan dinding geser =  $(I_x + I_z) \times 4$

$$= (6126667 + 1244693333) \times 4 = 3182453333.33 \text{ cm}^4$$

Jumlah kekakuan portal =  $(I_z + I_x (70/70)) + (I_z + I_x (50/70)) + (I_z + I_x (40/40)) + (I_z + I_x (30/30))$

$$= (2000833 + 2000833 \times 4) + (1429167 + 1429167 \times 38) + (213333 + 213333 \times 8) + (67500 + 67500 \times 4) = 67999167 \text{ cm}^4$$

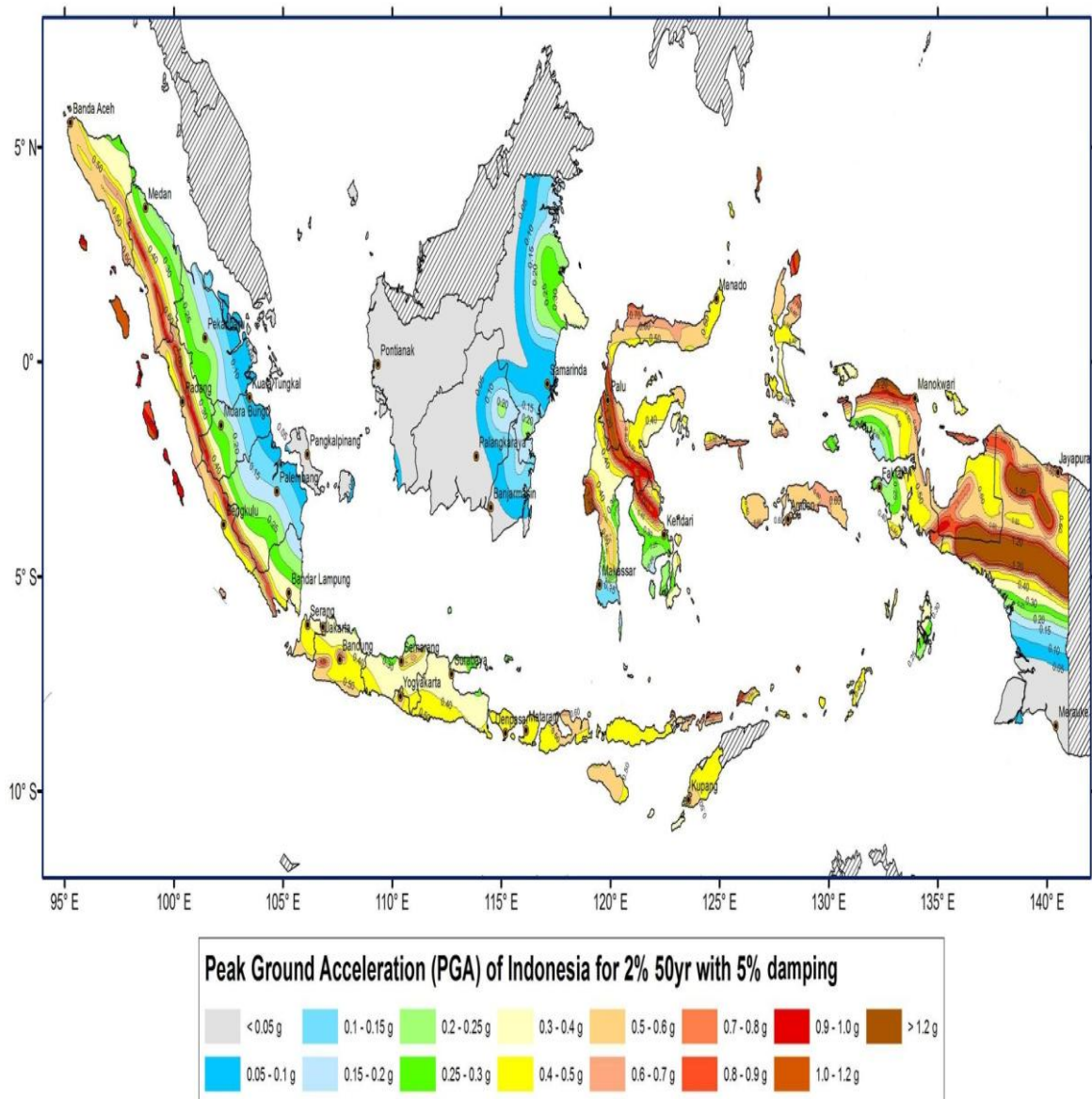
Untuk perbandingan persentase antara momen inersia Dinding geser dan Portal :

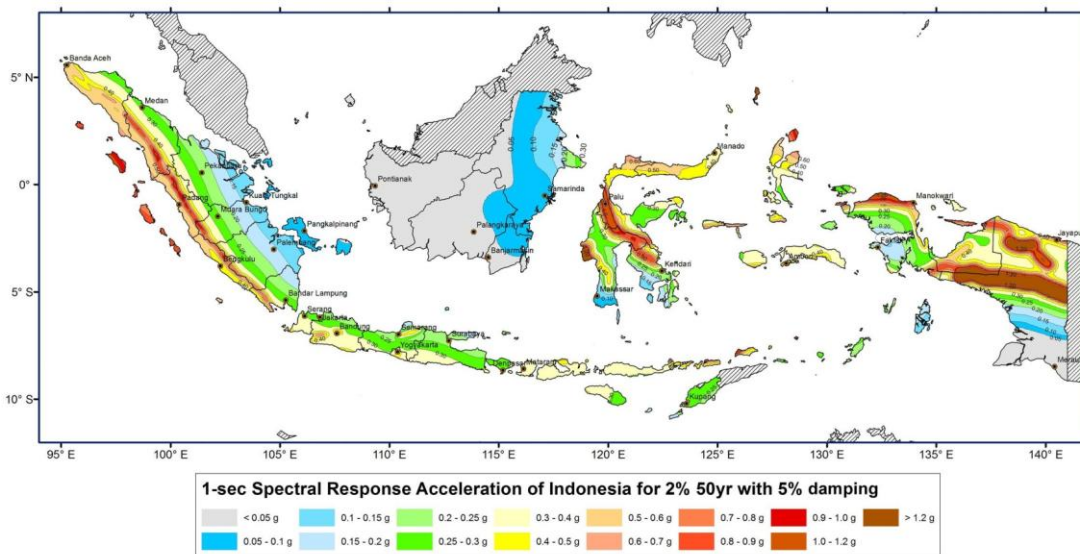
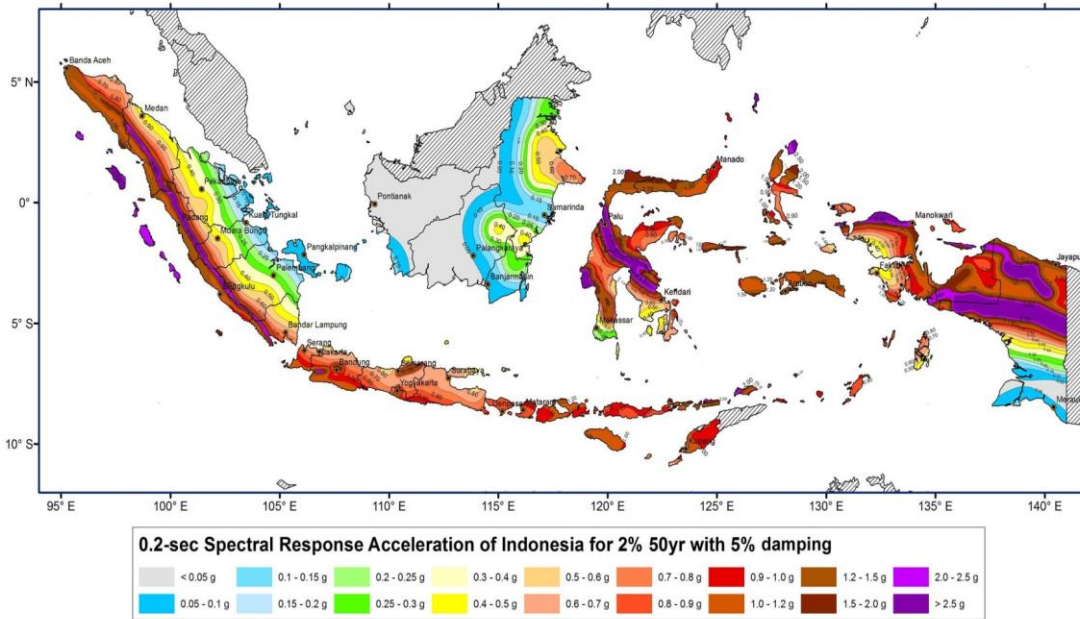
$$\text{Persentase Dinding Geser} = \frac{3182453333.33}{(3182453333.33 + 67999167)} \times 100 = 97\%$$

$$\text{Persentase Portal} = \frac{67999167}{(67999167 + 3182453333.33)} \times 100 = 3 \%$$

### 3.12 Wilayah Gempa dan Spektrum Respon

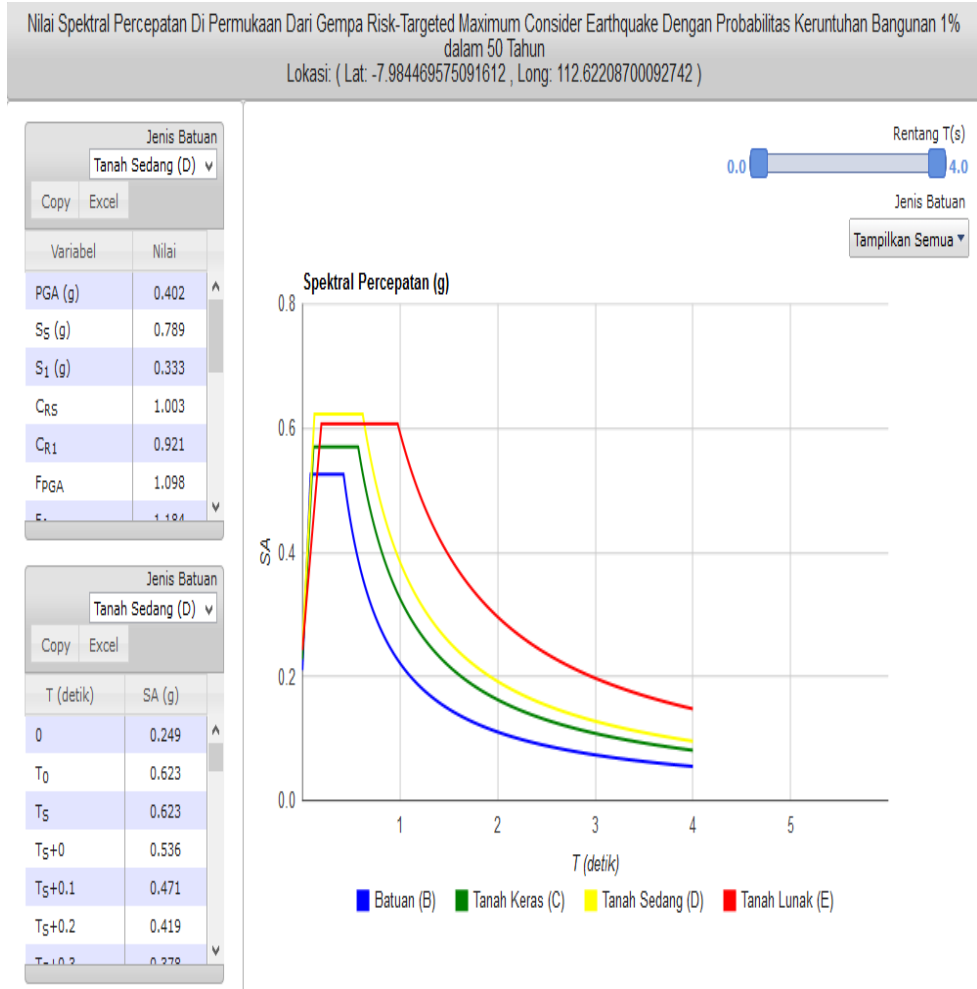
#### 3.12.1 Beban Gempa dan Peta Zonasi Gempa Indonesia





### 3.12.2 Menentukan Nilai $S_S$ dan $S_I$

- Lokasi Gedung = Malang
- Data didapat dari = Puskim.Pu.Co. Id



Untuk kota Malang, di dapat nilai :

$$S_s = 0,789$$

$$S_1 = 0,333$$

### 3.12.3 Menentukan Kageori Resiko bangunan dan Faktor Keutamaan, $I_e$

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan</li> <li>- Fasilitas sementara</li> <li>- Gudang penyimpanan</li> <li>- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya</li> </ul>	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Perumahan</li> <li>- Rumah toko dan rumah kantor</li> <li>- Pasar</li> <li>- Gedung perkantoran</li> <li>- Gedung apartemen/ rumah susun</li> <li>- Pusat perbelanjaan/ mall</li> <li>- Bangunan industri</li> <li>- Fasilitas manufaktur</li> <li>- Pabrik</li> </ul>	II
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bioskop</li> <li>- Gedung pertemuan</li> <li>- Stadion</li> <li>- Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas penitipan anak</li> <li>- Penjara</li> <li>- Bangunan untuk orang jompo</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Pusat pembangkit listrik biasa</li> <li>- Fasilitas penanganan air</li> <li>- Fasilitas penanganan limbah</li> <li>- Pusat telekomunikasi</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bangunan-bangunan monumental</li> <li>- Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</li> <li>- Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat</li> <li>- Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya</li> <li>- Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat</li> <li>- Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat</li> <li>- Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran ) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	IV

**Tabel**

### 3.16: Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung Untuk Beban Gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, $I_e$
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

**Sumber : SNI 03-1726-2012 (Hal : 15 dari 138)**

**Tabel 3.17: faktor keutamaam Gempa**

### 3.12.4 Menentukan Kategori Design Seismik (KDS)

- Menentukan Koefisien Situs  $F_a$  dan  $F_v$

Kelas Situs	$\bar{V}_z$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	$\geq 100$
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Indeks plastisitas, <math>PI &gt; 20</math>,</li> <li>2. Kadar air, <math>w \geq 40 \%</math>, dan</li> <li>3. Kuat geser niralir <math>\bar{s}_u &lt; 25 kPa</math></li> </ol>			
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti Pasal 6.9.1)  Keterangan: N/A = tidak dapat dipakai	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah,</li> <li>- Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan <math>H &gt; 3</math> m),</li> <li>- Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan <math>H &gt; 7,5</math> m dengan Indeks Plastisitas, <math>PI &gt; 75</math>),</li> <li>- Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan <math>H &gt; 35</math> m dengan <math>s_u &lt; 50</math> kPa.</li> </ul>		

Sumber : SNI 03-1726-2012 (Hal : 16 dari 138)

Tabel 3.18 : Klasifikasi Situs

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada perioda pendek, $T=0,2$ detik, $S_s$				
	$S_s$ 0,25	$S_s$ 0,5	$S_s$ 0,75	$S_s$ 1,0	$S_s$ 1,25
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS <sup>b</sup>				

**CATATAN:**

(a) Untuk nilai-nilai antara  $S_s$  dapat dilakukan interpolasi linier

(b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Tabel 3.19: Klasifikasi Situs  $F_a$



Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa $MCE_R$ terpetakan pada periode 1 detik, $S_1$				
	$S_1$ 0,1	$S_1$ 0,2	$S_1$ 0,3	$S_1$ 0,4	$S_1$ 0,5
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS <sup>b</sup>				

**CATATAN :**

(a) Untuk nilai-nilai antara  $S_1$  dapat dilakukan interpolasi linier

(b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

***Tabel 3.20: Klasifikasi Situs Fv***

Maka dari Hasil Interpolasi diatas didapat :

$$\text{Untuk } S_s = 0.789 \text{ g}$$

$$\text{Untuk } S_1 = 0.333 \text{ g}$$

$$S_s = 1.000 \sim Fa = 1.100$$

$$S_s = 0.750 \sim Fa = 1.200$$

$$S_s = 0.789 \sim Fa = \dots\dots\dots?$$

$$Fa = 1.100 + \frac{[0.789-1.000]}{[0.750-1.000]} \times 1.200 - 1.100 = 1.184$$

$$Fa = 1.184$$

$$S_s = 4.000 \sim Fv = 1.600$$

$$S_s = 0.300 \sim Fv = 1.800$$

$$S_s = 0.333 \sim Fv = \dots\dots\dots?$$

$$F_v = 1.600 + \frac{[0.333-0.400]}{[0.300-0.400]} \times 1.200 - 1.800 = 1.600$$

$$F_v = 1.734$$

### 3.12.5 Menentukan Nilai SDS dan SDI

$$\begin{aligned} S_{DS} &= 2/3 \times F_a \times S_s \\ &= 0.66666667 \times 1.184 \times 0.789 \\ &= 0.623 \text{ g} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{D1} &= 2/3 \times F_v \times S_1 \\ &= 0.66666667 \times 1.374 \times 0.333 \\ &= 0.385 \text{ g} \end{aligned}$$

Nilai $S_{DS}$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

0.623

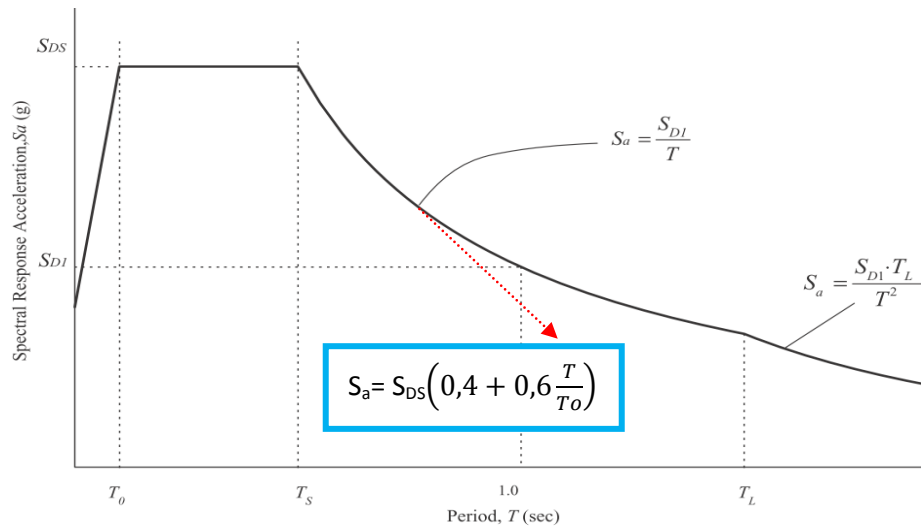
**Tabel 3.21 : Kategori Design Seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek**

Nilai $S_{D1}$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

0.385

**Tabel 3.22: Kategori Design Seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik**

### 3.12.4 Membuat Spectrum Respons Design



$$\begin{aligned}
 T_0 &= 0.2 \times (S_{D1}/S_{DS}) & T_s &= 0.2 \times (S_{D1}/S_{DS}) \\
 &= 0.2 \times \frac{0.385}{0.623} & &= 0.2 \times \frac{0.385}{0.623} \\
 &= \mathbf{0.124 \text{ Detik}} & &= \mathbf{0.618 \text{ Detik}}
 \end{aligned}$$

### 3.12.5 Menentukan Perkiraan Periode Fundamental Alami

Untuk struktur dengan ketinggian < 12 tingkat dimana sistem penahan gaya seismik terdiri dari rangka penahan momen beton atau baja secara keseluruhan dan tinggi tingkat paling sedikit 3 m.

$$T_a = 0.1 N \longrightarrow N = \text{Jumlah tingkat}$$

Untuk Struktur dengan Ketinggian > 12 Tingkat :

$$T_a = C_1(t)$$

Dimana :

$h_n$  = Ketinggian struktur dalam (m), diatas dasar sampai tingkat tertinggi struktur dan

Koefisien  $C_1$  dan  $\alpha$  ditentukan dari tabel

Batas periode maksimum.

$$T_{max} = C_u \cdot T_a$$

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, $S_{D1}$	Koefisien $C_u$
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Sumber

: SNI 03-1726-2012 (Hal : 56 dari 138)

**Tabel 3.23: Koefisien Untuk Batas Atas pada Perioda yang dihitung**

$S_{D1} = 0.385 \text{ g}$  maka koefisien  $C_u = 1,4$

Tipe struktur	$C_t$	$x$
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 <sup>a</sup>	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 <sup>a</sup>	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 <sup>a</sup>	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 <sup>a</sup>	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 <sup>a</sup>	0,75

Sumber :

SNI 03-1726-2012 (Hal : 56 dari 138)

**Tabel 3.24: Koefisien Untuk Batas Atas pada Perioda yang dihitung**

Tipe Struktur penahan gaya lateral arah X dan arah Y adalah dinding geser sehingga termasuk tipe *semua sistem struktur lainnya*.

$$T_a = 0.1 N$$

Arah X - (sistem Struktur lainnya)

$$N = 8$$

Maka :

$$\begin{aligned} T_a &= 0.1 \times 8 \\ &= 0.800 \text{ detik} \end{aligned}$$

$$T_{\max} = C_u \cdot T_a$$

$$\begin{aligned} T_{\max 1} &= 1.4 \times 0.800 \\ &= 1.120 \end{aligned}$$

Arah Y - (sistem Struktur lainnya)

$$N = 8$$

Maka :

$$\begin{aligned} T_a &= 0.1 \times 8 \\ &= 0.800 \text{ detik} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{\max 1} &= 1.4 \times 0.800 \\ &= 1.120 \end{aligned}$$

### ***3.12.6 Batasan Penggunaan Prosedur Analisis Gaya Lateral Ekuivalen (ELF)***

Kontrol :

$$\begin{aligned} T_s &= (S_{D1}/S_{DS}) \\ &= 0.236 \text{ g} / 0.385 \text{ g} \\ &= 0.612987 \times 3.5 \\ 3,5 T_s &= 2.14545 \end{aligned}$$

$T < 3,5 T_s$ , sehingga di gunakan analisa prosedur gempa **Statik Ekuivalen**

### 3.12.7 Menentukan faktor $R$ , $C_d$ dan $\Omega_0$

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, $R^a$	Faktor kuat-lebih sistem, $g_0$	Faktor pembesaran defleksi, $C_d^b$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggistruktur, $h_n$ (m) <sup>c</sup>					
				Kategori desain seismik					
				B	C	D <sup>d</sup>	E <sup>d</sup>	F <sup>e</sup>	
<b>A. Sistem dinding penumpu</b>	<b>7.1.1</b>	<b>7.1.2</b>	<b>7.1.3</b>	<b>7.1.4</b>	<b>7.1.5</b>	<b>7.1.6</b>	<b>7.1.7</b>	<b>7.1.8</b>	
1. Dinding geser beton bertulang khusus	5	2½	5	TB	TB	48	48	30	
2. Dinding geser beton bertulang biasa	4	2½	4	TB	TB	TI	TI	TI	
3. Dinding geser beton polos didetail	2	2½	2	TB	TI	TI	TI	TI	
4. Dinding geser beton polos biasa	1½	2½	1½	TB	TI	TI	TI	TI	
5. Dinding geser pracetak menengah	4	2½	4	TB	TB	12 <sup>k</sup>	12 <sup>k</sup>	12 <sup>k</sup>	
6. Dinding geser pracetak biasa	3	2½	3	TB	TI	TI	TI	TI	
7. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5	2½	3½	TB	TB	48	48	30	
8. Dinding geser batu bata bertulang menengah	3½	2½	2½	TB	TB	TI	TI	TI	
9. Dinding geser batu bata bertulang biasa	2	2½	1½	TB	48	TI	TI	TI	

**Tabel 3.25 : Faktor  $R$ ,  $C_d$  dan  $\Omega_0$  untuk sistem penahan gaya gempa**

Dari Tabel diatas maka di dapat nilai Faktor  $R$ ,  $C_d$  dan  $\Omega_0$  untuk sistem penahan gaya dengan menggunakan dinding geser beton bertulang Khusus Sebagai Berikut :

$$R = 5.00$$

$$C_d = 5.00$$

$$\Omega_0 = 2,5$$

### 3.12.8 Menghitung Nilai Base Shear

$$V = C_s \times W \longrightarrow \text{Pasal 7.8.1 SNI 1726-2012}$$

Keterangan :

$C_s$  = Koefisien Respon Seismik

$W$  = Berat Seismik Efektif

$$\text{Koefisien respons seismik } C_s \longrightarrow \text{Pasal 7.8.1 SNI 1726-2012}$$

$$CS = \frac{SDS}{(R/Ie)}$$

Nilai CS yang dihitung tidak perlu melebihi berikut ini :

$$CS = \frac{SDS}{Tx(R/Ie)}$$

CS harus tidak kurang dari :

$$CS = 0,044SDS \text{ Ie} \geq 0,01$$

Untuk  $S_1 \geq 0,6$  g, nilai CS harus tidak kurang dari :

$$CS = \frac{0,5 \times S_1}{Tx(R/Ie)}$$

$$S_1 = 0.333g$$

$$V = C_s \times W$$

$$CS = \frac{SDS}{(R/Ie)} = \frac{0.623}{5.00/1.5} = 0.18690$$

$$CS \text{ Maks} = \frac{SD1}{T \times (R/Ie)} = \frac{0.385}{1.120 \times 3.33} = 0.10311$$

$$CS \text{ Min} = \frac{0.5 \times S_1}{(R/Ie)} = \frac{0.5 \times 0.3}{3.33} = 0.4995$$

$$C_{sx} = \frac{SD1}{T \times (R/Ie)} = \frac{0.384948}{1.120 \times 3.33} = 0.10311$$

$$C_{sy} = \frac{SD1}{T \times (R/Ie)} = \frac{0.384948}{1.120 \times 3.33} = 0.10311$$

Kontrol :

$$CS_{\min} = 0.044 \times S_{DS} \times 1,00$$

$$= 0.044 \times 0.623 \times 1,00$$

$$= 0,027511754$$

$$0.01 \longrightarrow \text{OK}$$

Kesimpulan :

Nilai CS yang dipakai adalah = 0.0500

Maka Nilai  $V_x$  dan  $V_y$  adalah sebagai berikut :

$$V_x = CS \times W$$

$$= 0.0500 \times 7912958.88$$

$$= \mathbf{395252.296 \text{ Kg}}$$

$$V_y = CS \times W$$

$$= 0.0500 \times 7912958.88$$

$$= \mathbf{395252.296 \text{ Kg}}$$

### 3.12.9 Menghitung Gaya Gempa lateral $F_x$

$$F_x = C_{vx} \times V \longrightarrow \text{Pasal 7.8.3 SNI 1726-2012}$$

$$C_{vx} = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{W_x h_x^k}{W_i h_i^k}}$$

Dimana :

$C_{vx}$  = Faktor distribusi vertical



$V$  = Gaya lateral design total atau geser di dasar struktur

$W_i$  &  $W_x$  = Bagian berat seismik sfektif total struktur ( $W$ ) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat  $i$  atau  $x$

$h_i$  &  $h_x$  = Tinggi (m) dari dasar sampai tingkat  $i$  atau  $x$

$K$  = Eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut :

Untuk struktur yang mempunyai dengan perioda sebesar 0,5 detik atau kurang ,  $K = 1$

Untuk struktur yang mempunyai dengan perioda sebesar 2,5 detik atau lebih ,  $K = 2$

Untuk struktur yang mempunyai dengan perioda sebesar 0,5 dan 2,5 detik  $k$  harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2

$T_x = 1.120$  detik

Melalui Interpolasi Didapat :

Untuk nilai  $S_s = 1.120$  g berada diantara nilai

$T_x = 0.500$        $K_x = 1.00$

$T_x = 2.500$        $K_x = 2.00$

$T_x = 1.120$        $K_x = \dots?$

$$K_x = 1.000 \frac{1.120 - 0.500}{2.500 - 0.500} 2.000 - 1.000$$

$$= 1.310$$

$T_y = 0.140$  Detik

Melalui Interpolasi Didapat :

Untuk nilai  $S_s = 0.140$  g berada diantara nilai

$$T_Y = 0.500 \quad K_X = 1.00$$

$$T_Y = 2.500 \quad K_X = 2.00$$

$$T_Y = 1.140 \quad K_X = \dots?$$

$$K_Y = 1.000 \frac{1.140 - 0.500}{2.500 - 0.500} 2.000 - 1.000$$

$$= 0.820$$

$$V_x = 395252.296 \text{ Kg} \quad \sim \quad 395.252 \text{ Ton}$$

$$V_y = 395252.296 \text{ Kg} \quad \sim \quad 395.252 \text{ Ton}$$

***Gaya Gempa Lateral***

***Gaya gempa lateral dibagi ke setiap dinding geser :***

Lantai	Weight (Wi) Kg	Tinggi (hi) m	$W_i \times h_i^{K_x}$	$W_i \times h_i^{K_y}$	$F_x$ (kg)	$F_y$ (kg)
Lantai Atap	1010344.800	30.000	86995833.675	86995833.675	108084.764	108084.764
Lantai 7	1160285.280	24.000	74583285.241	74583285.241	92663.251	92663.251
Lantai 6	1160285.280	20.000	58737313.206	58737313.206	72976.008	72976.008
Lantai 5	1160285.280	16.000	43849228.827	43849228.827	54478.856	54478.856
Lantai 4	1140586.080	12.000	29570284.255	29570284.255	36738.509	36738.509
Lantai 3	1140586.080	8.000	17385050.238	17385050.238	21599.414	21599.414
Lantai 2	1140586.080	4.000	7011753.754	7011753.754	8711.495	8711.495
<b>Total</b>	<b>7912958.880</b>		<b>318132749.20</b>	<b>318132749.20</b>	<b>395252.296</b>	<b>395252.296</b>

Lantai	Pergitungan beban gempa 100% yang di tinjau dan 30 % arah tegak lurus			
	$F_x$ ( kg)	30 % $F_x$ (kg)	$F_y$ ( kg)	30 % $F_y$ (kg)
Lantai Atap	108084.764	32425.429	108084.764	32425.429
Lantai 7	92663.251	27798.975	92663.251	27798.975
Lantai 6	72976.008	21892.802	72976.008	21892.802
Lantai 5	54478.856	16343.657	54478.856	16343.657
Lantai 4	36738.509	11021.553	36738.509	11021.553
Lantai 3	21599.414	6479.824	21599.414	6479.824
Lantai 2	8711.495	2613.448	8711.495	2613.448
<b>Total</b>	<b>395252.296</b>	<b>118575.689</b>	<b>395252.30</b>	<b>118575.69</b>

**3.26 Tabel reduksi beban gempa**

## Pengaruh beban gempa vertical

$$E_v = 0.2 \times S_{DS} \times D$$

$E_v = 0.2 \times 0.623 \times D$        $p = 1.3$  (Pasal 7.3.4.2 = SNI 1726 : 2012)

$$= 0.12459888 \quad \text{D}$$

### 3.12.10 Kombinasi pembebanan

1	1.4	D																		
2	1.2	D	+	1.6	L															
3	1.2	D	+	1	L	+	0.3	[	1.3	+	0.2	S <sub>DS</sub>	D]	+	1	[	1.3	Qey	+ 0.2	)
	1.362	D	+	1	L	+	0.39	Qex						+	1.3	Qey				
4	1.2	D	+	1	L	-	0.3	[	1.3	+	0.2	S <sub>DS</sub>	D]	+	1	[	1.3	Qey	+ 0.2	)
	1.287	D	+	1	L	-	0.39	Qex						+	1.3	Qey				
5	1.2	D	+	1	L	+	0.3	[	1.3	-	0.2	S <sub>DS</sub>	D]	+	1	[	1.300	Qey	- 0.2	)
	1.038	D	+	1	L	+	0.39	Qex						+	1.3	Qey				
6	1.2	D	+	1	L	-	0.3	[	1.3	-	0.2	S <sub>DS</sub>	D]	+	1	[	1.300	Qey	- 0.2	)
	1.113	D	+	1	L	-	0.39	Qex						+	1.3	Qey				
7	0.9	D	+	1	L	+	0.3	[	1.3	-	0.2	S <sub>DS</sub>	D]	-	1	[	1.300	Qey	- 0.2	)
	0.987	D	+	1	L	+	0.39	Qex						-	1.3	Qey				
8	0.9	D	+	1	L	-	0.3	[	1.3	-	0.2	S <sub>DS</sub>	D]	-	1	[	1.300	Qey	- 0.2	)
	1.062	D	+	1	L	-	0.39	Qex						-	1.3	Qey				
9	0.9	D	+	1	L	+	1	[	1.3	-	0.2	S <sub>DS</sub>	D]	+	0.3	[	1.300	Qey	- 0.2	)
	0.738	D	+	1	L	+	1.3	Qex						+	0.39	Qey				
10	0.9	D	+	1	L	-	1	[	1.3	-	0.2	S <sub>DS</sub>	D]	+	0.3	[	1.300	Qey	- 0.2	)
	0.987	D	+	1	L	-	1.3	Qex						+	0.39	Qey				

### 3.13 Kinerja Batas Layan ( $\Delta s$ ) dan Kinerja Batas Ultimit ( $\Delta m$ )

#### 3.13.1 Kinerja Batas Layan ( $\Delta s$ )

Drift  $\Delta s$  diperoleh dari hasil analisa struktur portal 3 dimensi menggunakan gempa respons spectrum berupa hasil deformasi lateral / simpanan horizontal maksimum peringkat yang terjadi pada rangka portal yang dapat di tinjau terhadap arah X dan arah Z.

Menurut SNI 03 – 1726 – 2002 pasal 8.1.1 Untuk memenuhi syarat kinerja batas layan, maka drift  $\Delta s$  antar tingkat tidak boleh lebih besar dari :

$R = 8.5$  (Dinding Geser Beton Bertulang dengan SRPMK)

$$(\text{drift } \Delta s) = \frac{0,03}{R} \times h_i$$

1. Tingkat 1 - 6,  $h = 4000$  mm

$$(\text{drift } \Delta s) = \frac{0,03}{8,5} \times 4000 = 14,12 \text{ mm}$$

2. Tingkat 7,  $h = 6000$  mm

$$(\text{drift } \Delta s) = \frac{0,03}{8,5} \times 6000 = 21,18 \text{ mm}$$

### Kinerja batas layan arah X

Reduksi Gedung =	8.5					
No	Lantai	Tinggi tingkat (mm)	Simpangan (mm)	$\Delta S$ (mm)	Diizinkan (mm)	Ket.
1	Lantai 2	4000	5.248	5.25	14.12	OK
2	Lantai 3	4000	12.742	7.49	14.12	OK
3	Lantai 4	4000	20.04	7.30	14.12	OK
4	Lantai 5	4000	26.64	6.60	14.12	OK
5	Lantai 6	4000	32.18	5.55	14.12	OK
6	Lantai 7	4000	36.49	4.31	14.12	OK
7	Atap/8	6000	41.345	4.85	21.18	OK

### Kinerja Batas Layan Arah Z

No	Lantai	Tinggi tingkat (mm)	Simpangan (mm)	$\Delta S$ (mm)	Diizinkan (mm)	Ket.
1	Lantai 2	4000	0.527	0.53	14.12	OK
2	Lantai 3	4000	1.47	0.94	14.12	OK
3	Lantai 4	4000	2.64	1.17	14.12	OK
4	Lantai 5	4000	3.96	1.32	14.12	OK
5	Lantai 6	4000	5.31	1.35	14.12	OK
6	Lantai 7	4000	6.61	1.30	14.12	OK
7	Atap/8	6000	7.802	1.19	21.18	OK

*Tabel*

### 3.27 Kinerja Btas Layan

### 3.13.2 Kinerja Batas Ultimit ( $\Delta_s$ )

Kinerja batas ultimit struktur gedung ditentukan oleh simpangan dan simpangan antar-tingkat maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana dalam kondisi struktur gedung di ambang keruntuhan, yaitu untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur gedung yang dapat menimbulkan korban jiwa manusia dan untuk mencegah benturan berbahaya antar-gedung atau antar bagian struktur gedung yang dipisah dengan sela pemisah (sela delatasi). Sesuai Pasal 4.3.3 simpangan dan simpangan antar-tingkat ini harus dihitung dari simpangan struktur gedung akibat pembebanan gempa nominal, dikalikan dengan suatu faktor pengali  $\xi$  sebagai

Berikut:

$$\xi = 0.7 \times R \quad (\text{SNI 03-1726-2002 pasal 8.2.1})$$

$$\xi = 0.7 \times 8.5 = 5.95$$



<b>Kinerja Batas Ultimit Arah X</b>						
$\xi = 0.7 \times R$						
Faktor Pengali, $\xi = 5.95$						
No	Lantai	Tinggi tingkat (mm)	Simpangan (mm)	$\Delta S \times \xi$	Diizinkan (mm)	Ket.
1	Lantai 2	4000	5.248	31.23	80.00	OK
2	Lantai 3	4000	12.74	44.59	80.00	OK
3	Lantai 4	4000	20.04	43.41	80.00	OK
4	Lantai 5	4000	26.64	39.28	80.00	OK
5	Lantai 6	4000	32.18	32.99	80.00	OK
6	Lantai 7	4000	36.49	25.64	80.00	OK
7	Atap	6000	41.345	28.87	120.00	OK
<b>Kinerja Batas Ultimit Arah Z</b>						
No	Lantai	Tinggi tingkat (mm)	Simpangan (mm)	$\Delta S \times \xi$	Diizinkan (mm)	Ket.
1	Lantai 2	4000	0.527	3.14	80.00	OK
2	Lantai 3	4000	1.466	5.59	80.00	OK
3	Lantai 4	4000	2.64	6.99	80.00	OK
4	Lantai 5	4000	3.962	7.87	80.00	OK
5	Lantai 6	4000	5.307	8.00	80.00	OK
6	Lantai 7	4000	6.609	7.75	80.00	OK
7	Atap/8	6000	7.802	7.10	120.00	OK

**Tabel 2.28 Kinerja Batas Ultimit**



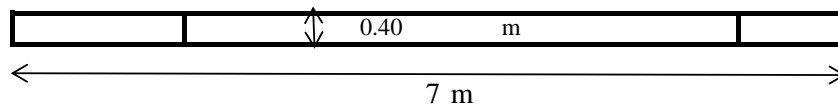
## BAB IV PENULANGAN DINDING GESER

### 4.1 Perhitungan Penulangan Dinding Ditinjau dari Arah X

Data Perencanaan

- Kuat Tekan Beton ( $f'_c$ ) : 30 Mpa
- Kuat leleh baja ( $f_y$ ) : 300 Mpa
- Faktor reduksi kekuatan
  - lentur dan tekan aksial  $\Phi$  : 0.65
  - Geser  $\Phi$  : 0.65
  - Panjang dinding geser : 7200 mm
  - Tebal dinding geser : 400 mm

Luas penampang dinding geser :  $7200 \times 400 = 2880000 \text{ mm}^2$



#### 4.1.1 Penulangan Longitudinal pada Segmen 1 Ditinjau dari arah X

$$\begin{aligned}
 M_u &: 138335.7 \text{ kg} = 1383.357 \text{ kNm} \\
 P_u &: 24101.3 \text{ kg} \\
 M_n &: \frac{M_u}{\Phi} = \frac{1383.357}{0.65} = 2128.2415 \text{ kNm} \\
 P_n &: \frac{P_u}{\Phi} = \frac{24101.3}{0.65} = 37078.923 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Dicoba tulangan Longitudinal D 16
- Menentukan  $c$  ( garis netral ) dengan trial error  
 $c : 600.000 \text{ mm}$

angan no 1 - 6 ialah tulangan tekan dan tulangan no 7 - 35 adalah tul

- Meng hitung luas masing - masing pada serat yang sama

#### Untuk Tulangan tekan

$$\begin{aligned}
 A'_s &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\
 A'_s 2 \text{ D } 16 &= 2 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 16^2 = 402.29 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

#### Untuk Tulangan tarik

$$\begin{aligned}
 A_s &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\
 A_s 7 \text{ D } 16 &= 2 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 16^2 = 402.29 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

As i	mm <sup>2</sup>	As	mm <sup>2</sup>	As	mm <sup>2</sup>
A's 1	402.286	As 14	402.286	As 27	402.286
A's 2	402.286	As 15	402.286	As 28	402.286
A's 3	402.286	As 16	402.286	As 29	402.286
A's 4	402.286	As 17	402.286	As 30	402.286
A's 5	402.286	As 18	402.286	As 31	402.286
A's 6	402.286	As 19	402.286	As 32	402.286
A's 7	402.286	As 20	402.286	As 33	402.286
As 8	402.286	As 21	402.286	As 34	402.286
As 9	402.286	As 22	402.286	As 35	402.286
As10	402.286	As 23	402.286		
As11	402.286	As 24	402.286		
As12	402.286	As 25	402.286		
As13	402.286	As 26	402.286		

Tabel 4.1 Luas Tulangan pada Masing - Masing Serat

- Menghitung jarak masing - masing tulangan terhadap serat penampang atas  
Menghitung dan jarak masing -masing tulangan terhadap tengah - tengah penampang (Pusat Plastis)

$$d' = \text{Selimut beton} + \text{diameter sengkang} + (1/2 \text{ diameter tulangan As1})$$

$$= 40 + 12 + 8$$

$$= 60.0 \text{ mm} = 6 \text{ cm}$$

$$\text{Pusat plastis} = \frac{\text{Panjang penampang dinding geser}}{2} = \frac{7200}{2} = 3600 \text{ mm}$$

$$= 360 \text{ cm}$$

di	jarak (cm )
d1	6
d2	16
d3	26
d4	36
d5	46
d6	71
d7	96
d8	121
d9	146

di	jarak (cm )
d14	271
d15	296
d16	321
d17	346
d18	371
d19	396
d20	421
d21	446
d22	471

di	jarak (cm )
d27	596
d28	621
d29	646
d30	671
d31	681
d32	691
d33	701
d34	711
d35	717

d10	171
d11	196
d12	221
d13	246

d23	496
d24	521
d25	546
d26	571

Tabel 4.2 Jarak Masing - Masing Tulangan pada Serat Penampang Atas

yi	jarak (cm )
y1	354
y2	344
y3	334
y4	324
y5	314
y6	289
y7	264
y8	239
y9	214
y10	189
y11	164
y12	139
y13	114

yi	jarak (cm )
y14	89
y15	64
y16	39
y17	14
y18	-11
y19	-36
y20	61
y21	86
y22	111
y23	136
y24	161
y25	186
y26	211

yi	jarak (cm )
y27	236
y28	261
y29	286
y30	311
y31	321
y32	331
y33	341
y34	351
y35	357

Tabel 4.3 Jarak masing - masing tulangan terhadap tengah - tengah penampang

- Menghitung regangan yang terjadi

Untuk daerah tekan :

$$\begin{aligned} \frac{\epsilon_{s'1}}{\epsilon_c} &= \frac{c - d}{c} \quad \longrightarrow \quad \epsilon_{s'1} = \frac{c - d_1}{c} \times \epsilon_c ; \epsilon_c = 0.003 \\ &= \frac{60.0 - 6}{60.0} \times 0.003 \\ &= 0.00270 \end{aligned}$$

Untuk daerah tarik :

$$\begin{aligned} \frac{\epsilon_s}{\epsilon_c} &= \frac{d - c}{c} \quad \longrightarrow \quad \epsilon_s = \frac{d - c}{c} \times \epsilon_c ; \epsilon_c = 0.003 \\ &= \frac{196 - 60.0}{60.0} \times 0.003 \\ &= 0.00680 \end{aligned}$$

εs i	Nilai	εs i	Nilai	εs i	Nilai
ε's1	0.00270	εs14	0.01055	εs27	0.02680
ε's2	0.00220	εs15	0.01180	εs28	0.02805
ε's3	0.00170	εs16	0.01305	εs29	0.02930
ε's4	0.00120	εs17	0.01430	εs30	0.03055
ε's5	0.00070	εs18	0.01555	εs31	0.03105
ε's6	0.00055	εs19	0.01680	εs32	0.03155
ε's7	0.00180	εs20	0.01805	εs33	0.03205
εs8	0.00305	εs21	0.01930	εs34	0.03255
εs9	0.00430	εs22	0.02055	εs35	0.03285
εs10	0.00555	εs23	0.02180		
εs11	0.00680	εs24	0.02305		
εs12	0.00805	εs25	0.02430		
εs13	0.00930	εs26	0.02555		

Tabel 4.4 Tabel regangan

- Menghitung nilai tegangan

**Untuk daerah tekan**

$$f's = \epsilon's \times E_s$$

$$f's1 = 0.0027 \times 200000 = 540 \text{ Mpa} > f_y = 300 \text{ Mpa}$$

maka digunakan  $f'_s = 300 \text{ Mpa}$

**Untuk daerah tarik**

$$f_s = \epsilon_s \times E_s$$

$$f_s7 = 0.0068 \times 200000 = 1360 \text{ Mpa} > f_y = 300 \text{ Mpa}$$

maka digunakan  $f_s = 300 \text{ Mpa}$

f'si	Mpa	f'si	Mpa	f'si	Mpa
f's1	540.00	f's14	2110.00	f's27	5360.00
f's2	440.00	f's15	2360.00	f's28	5610.00
f's3	340.00	f's16	2610.00	f's29	5860.00
f's4	240.00	f's17	2860.00	f's30	6110.00
f's5	140.00	f's18	3110.00	f's31	6210.00
f's6	110.00	f's19	3360.00	f's32	6310.00
f's7	360.00	f's20	3610.00	f's33	6410.00
f's8	610.00	f's21	3860.00	f's34	6510.00
f's9	860.00	f's22	4110.00	f's35	6570.00
f's10	1110.00	f's23	4360.00		
f's11	1360.00	f's24	4610.00		
f's12	1610.00	f's25	4860.00		
f's13	1860.00	f's26	5110.00		

Tabel 4.5 Tabel Hasil murni nilai tegangan

fs	Mpa	fs	Mpa	fs	Mpa
f's1	300	fs14	300	fs27	300
f's2	300	fs15	300	fs28	300
f's3	300	fs16	300	fs29	300
f's4	240	fs17	300	fs30	300
f's5	140	fs18	300	fs31	300
f's6	110	fs19	300	fs32	300
f's7	300	fs20	300	fs33	300
fs8	300	fs21	300	fs34	300
fs9	300	fs22	300	fs35	300
fs10	300	fs23	300		
fs11	300	fs24	300		
fs12	300	fs25	300		
fs13	300	fs26	300		

Tabel 4.6. Tabel Tegangan yang dipakai

- Besarnya Gaya - gaya yang bekerja

$C_c$  = Gaya tekan beton

$$= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot c \cdot b$$

$$a = b \cdot c = 0,85 \times 600,00 = 510 \text{ mm}$$

$$= 0,85 \times 30 \times 0,85 \times 600 \times 400$$

$$= 5202000 \text{ N}$$

$$= 5202 \text{ kN}$$

Untuk daerah tekan

$C_s$  = Gaya tekan tulangan

$$= A's \times f's$$

$C_{s1}$  =  $A's1 \times f's1$

$$= 402,29 \times 300 = 120686 \text{ N}$$

$$= 120,686 \text{ kN}$$

Untuk daerah tarik

$T_s$  = Gaya tarik tulangan

$$= A_s \times f_s$$

$T_{s7}$  =  $A_{s7} \times f_{s7}$

$$= 402,3 \times 300 = 120685,71 \text{ N}$$

$$= 120,69 \text{ kN}$$



$$\begin{aligned}
 M_{nc} &= 5202 \times 3345.0 \\
 &= 17400690 \text{ kNmm} \\
 &= 17400.69 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Untuk daerah tekan

$$\begin{aligned}
 M_{n1} &= C_s \times y_1 \\
 &= 120.7 \times 354 \\
 &= 42722.74 \text{ kNcm} \\
 &= 427.23 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Untuk daerah tarik

$$\begin{aligned}
 M_{n7} &= T_s \times y_7 \\
 &= 120.7 \times 264 \\
 &= 31861.03 \text{ kNcm} \\
 &= 318.61 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Mni	kNm
Mn1	427.23
Mn2	415.16
Mn3	403.09
Mn4	312.82
Mn5	176.84
Mn6	127.89
Mn7	318.61
Mn8	288.44
Mn9	258.27
Mn10	228.10
Mn11	197.92
Mn12	167.75
Mn13	137.58

Mni	kNm
Mn14	107.41
Mn15	77.24
Mn16	47.07
Mn17	16.90
Mn18	-13.28
Mn19	-43.45
Mn20	73.62
Mn21	103.79
Mn22	133.96
Mn23	164.13
Mn24	194.30
Mn25	224.48
Mn26	254.65

Mni	kNm
Mn27	284.82
Mn28	314.99
Mn29	345.16
Mn30	375.33
Mn31	387.40
Mn32	399.47
Mn33	411.54
Mn34	423.61
Mn35	430.85

Tabel 4.8. Tabel Momen Terhadap Titik Berat Penampang

Kontrol  $M_n > M_n \text{ Perlu}$

$$\begin{aligned}
 M_n = P_n \cdot e &= C_c \times y_c + \sum C_s \times y_i + \sum T_s \times y_i \\
 &= M_{nc} + (M_{n1} + M_{n2} + M_{n3} + M_{n4} + M_{n5} + M_{n6} + M_{n7} + M_{n8} + M_{n9} + \\
 &\quad M_{n10} + M_{n11} + M_{n12} + M_{n13} + M_{n14} + M_{n15} + M_{n16} + M_{n17} + M_{n18} + M_{n19} + \\
 &\quad M_{n20} + M_{n21} + M_{n22} + M_{n23} + M_{n24} + M_{n25} + M_{n26} + M_{n27} + M_{n28} + M_{n29} + \\
 &\quad M_{n30} + M_{n31} + M_{n32} + M_{n33} + M_{n34} + M_{n35})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 17400.69 + 427.23 + 415.16 + 403.09 + 312.82 + \\
&\quad 176.84 + 127.89 + 318.61 + 288.44 + 258.27 + \\
&\quad 228.10 + 197.92 + 167.75 + 137.58 + 107.41 + \\
&\quad 77.24 + 47.07 + 16.90 + -13.28 + -43.45 + \\
&\quad 73.62 + 103.79 + 133.96 + 164.13 + 194.30 + \\
&\quad 224.48 + 254.65 + 284.82 + 314.99 + 345.16 + \\
&\quad 375.33 + 387.40 + 399.47 + 411.54 + 423.61 + \\
&\quad 430.85 \\
&= 16113.60 + 2181.64 + 5992.05 \\
&= 24287.28 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

maka,  $24287.28 \text{ kNm} > 2128.24 \text{ kNm}$  OK....

#### 4.1.2 Penulangan Longitudinal Ditinjau dari Arah Z

$$\begin{aligned}
M_u &= 89432.3 \text{ kgm} = 894.323 \text{ kNm} & f_y &= 300 \text{ Mpa} \\
P_u &= 24101.3 \text{ kg} = 241013 \text{ N} & \beta &= 1 \\
P_n &= \frac{24101.3}{0.65} = 37078.92 \text{ N}
\end{aligned}$$

Kuat Nominal Penampang :

untuk mengetahui nilai c dapat diselesaikan dengan menggunakan persamaan

Jika di ketahui data sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
A'_{st1} \quad 35 \quad D \quad 16 &= 35 \times \frac{1}{4} \times \frac{22}{7} \times 16^2 \\
&= 7040.0 \text{ mm}^2 \\
A_{st2} \quad 35 \quad D \quad 16 &= 35 \times \frac{1}{4} \times \frac{22}{7} \times 16^2 \\
&= 7040.00 \text{ mm}^2 \\
d' &= 60 \text{ mm} \\
b &= 7200 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Maka

$$\text{Kontrol } \sum H = 0$$

$$C_c + C_s - T_s - P_n = 0$$

$$\begin{aligned}
\text{Dimana : } C_c \text{ ( Beton tertekan )} &= 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \quad ; \quad a = \beta \cdot c \\
C_s \text{ ( Baja tertekan )} &= A_{s1} \cdot f_{s1} \\
T_s \text{ ( Baja tertarik )} &= A_{s2} \cdot f_{s2}
\end{aligned}$$



Momen Nominal yang disumbangkan oleh beton :

$$M_{nc} = C_c \times \left[ \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right]$$

$$M_{n1} = C_s \cdot (h/2 - d_1')$$

$$M_{n2} = T_s \cdot (h/2 - d_2')$$

$$M_n = M_{nc} + M_{n1} + M_{n2} > M_n \text{ perlu} = \frac{M_u}{\Phi}$$

untuk mendapatkan nilai c, maka :

$$f_s' = \epsilon_s' \cdot E_s = \frac{0,003 (c - d')}{c} \cdot E_s = \frac{600 (c - d')}{c} ; E_s : 200000 \text{ Mpa}$$

Maka :

$$C_c + C_s - T_s - P_u = 0$$

$$0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b + A_s' t \cdot f_s' - A_s t \cdot f_s - P_u$$

$$(0,85 \cdot f_c' \cdot \beta \cdot c \cdot b) + A_s' t \cdot \left( \frac{(c - d_1')}{c} \times 0,003 \right) \cdot 200000 - A_s t \cdot f_y - P_u =$$

$$(0,85 \cdot f_c' \cdot \beta \cdot c \cdot b) + A_s' t \cdot \frac{(600 (c - d_1'))}{c} - A_s t \cdot f_y - P_u = 0$$

apabila persamaan tersebut dikalikan c, maka :

$$(0,85 \cdot f_c' \cdot \beta \cdot c^2 \cdot b) + (A_s' t (600 (c - d')) - (A_s t \cdot f_y - P_u) c) =$$

Setelah dilakukan pengelompokan, maka didapatkan persamaan kuadrat :

$$(0,85 \cdot f_c' \cdot \beta \cdot b \cdot c^2) + (A_s' t \cdot 600 \cdot c - A_s' t \cdot 600 \cdot d') - (A_s t \cdot f_y \cdot c) - P_u \cdot c = 0$$

$$(0,85 \cdot f_c' \cdot \beta \cdot b \cdot c^2) + (A_s' t \cdot 600 - A_s t \cdot f_y - P_u) c - A_s' t \cdot 600 \cdot d' = 0$$

$$(0,85 \times 30 \times 0,85 \times 7200) c^2 + (7040 \times 600 - 7040 \times 300 - 370789,23) c - (7040 \times 600 \times 60) =$$

$$156060 c^2 + 1741210,769 c - 253440000 = 0$$

$$\text{dari persamaan didapatkan nilai } c = 35,104 \text{ mm}$$

$$a = \beta \times c = 0,85 \times 35,104 = 29,839 \text{ mm}$$

$$\epsilon_{s1} = 0,003 \cdot \frac{d' - c}{c} = 0,003 \cdot \frac{60 - 35,104}{35,104} = 0,002128$$

$$\epsilon_{s2} = 0,003 \cdot \frac{d' - c}{c} = 0,003 \cdot \frac{230 - 35,104}{35,104} = 0,016656$$

$$f_s' = E_s \times \epsilon_s = 200000 \times 0,00213 = 425,512 \text{ Mpa} < f_y = 300 \text{ Mpa}$$

$$\text{Maka digunakan } f_s = 0,000 \text{ Mpa}$$

$$f_s = E_s \times \epsilon_s = 200000 \times 0,01666 = 3331,13 \text{ Mpa} > f_y = 300 \text{ Mpa}$$

$$\text{Maka digunakan } f_s = 300 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b \\
 &= 0,85 \times 30 \times 29.839 \times 7200 \\
 &= 5478394.547 \text{ N} \\
 C_s &= A_s' \cdot f_s \\
 &= 7040.0 \times 425.512 \\
 &= 2995605.317 \text{ N} \\
 T_s &= A_s' \cdot f_s \\
 &= 7040.0 \times 0 \\
 &= 0 \text{ N}
 \end{aligned}$$

**Kontrol :**

$$\begin{aligned}
 C_c + C_s - T_s + P_n &= 0 \\
 5478394.5 + 2995605.317 - 0 + 370789.23 &= 0 \\
 8844789.09 &= 0 \text{ N ..... Ok}
 \end{aligned}$$

sehingga momen nominal yang disumbangkan oleh beton dan baja adalah sebesar :

$$\begin{aligned}
 M_{nc} &= C_c \times \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 5478394.547 \times \left( \frac{400}{2} - \frac{29.84}{2} \right) \\
 &= 1013944686.109 \text{ Nmm} = 1013.945 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{n1} &= C_s \cdot (h/2 - d') \\
 &= 2995605.317 \times \left( \frac{400}{2} - 60 \right) \\
 &= 419384744.317 \text{ Nmm} = 419.3847443 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{n2} &= T_s \cdot (h/2 - d') \\
 &= 0 \times \left( \frac{400}{2} - 60 \right) \\
 &= 0 \text{ Nmm} = 0.000 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= M_{nc} + M_{n1} + M_{n2} \\
 &= 1013944686.109 + 419384744.317 + 0.0 \\
 &= 1433329430.4 \text{ Nmm} \\
 &= 1433.329 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$M_n = 1433.329 \text{ kNm} > M_{nPe} = 894.323 \text{ kNm} \text{ .....Ok}$$

#### 4.1.3 Penulangan Horizontal Ditinjau dari Arah X

$$\begin{aligned}
 b_w &= 400 \text{ mm} & f_c &= 30 \text{ Mpa} \\
 l_w &= 7200 \text{ mm} & f_y &= 300 \text{ Mpa} \\
 d &= \text{Jarak serat atas penampang ke pusat tulangan tarik} \\
 &= \text{Daerah tulangan tekan (c) + } 1/2 \times \text{daerah tulangan tarik} \\
 &= 600 + 3842.69 = 4442.7 \text{ mm} \\
 &(\text{d ditinjau dari } l_w)
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI03-2847-2013 pasal 11.1

$$\begin{aligned}
 \Phi V_n &\geq V_u & \text{Dimana :} \\
 & & V_c &= V \text{ yang disumbangkan oleh beton} \\
 V_u &= 249989.2 \text{ kg} & V_s &= V \text{ yang disumbangkan tulangan} \\
 \Phi &= 0.65 \\
 V_n &= V_c + V_s
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 11.2.1.2

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0.17 \left[ 1 + \frac{N_u}{14.A_g} \right] \lambda \sqrt{f_c} b_w . d \\
 &= 0.17 \left[ 1 + \frac{235141.45}{14 \times \frac{2660000}{2660000}} \right] 1 \times \sqrt{30} \times 400 \times 4442.7 \\
 &= 1665135.534 \text{ N} = 166513.55 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &> \Phi V_c \\
 249989.2 &> 0.65 \times 166513.534 \\
 249989.2 \text{ N} &> 108233.81 \text{ N} \text{ maka diperlukan tulangan geser} \\
 \text{Direncanakan tulangan transversal } \emptyset &12 \\
 \text{Tulang geser per } V_s \text{ perlu} &= V_u / \Phi - V_c \\
 &= 249989.2 / 0.65 - 166513.53 \\
 &= 384598.77 - 166513.53 = 218085.24 \text{ N} \\
 &= 21808.52 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan geser 2 kaki  $\emptyset 12$

$$\begin{aligned}
 A_v &= 2 \times 1/4 \times 22^2 \times 12^2 \\
 &= 226.286 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned}
 A_v &\geq \frac{75 \sqrt{f_c} \times b_w \times s}{1200 \times f_y} \\
 226.286 \text{ mm}^2 &\geq \frac{75 \times \sqrt{30} \times 400 \times 120}{1200 \times 300} \\
 226.286 \text{ mm}^2 &\geq 54.772 \text{ mm}^2 \quad \dots \text{ok}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 11.4.7.2 hal 93

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

$$s = \frac{226.3 \times 300 \times 4442.69}{2180852}$$

$$= 138.292 \text{ mm} \approx 120 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847 : 2013 pasal 21.6.4.1 hal 183 menentukan panjang daerah sendi plastis ( $l_0$ ) ialah

$$\frac{1}{6} \times \text{Bentang bersih dinding geser}$$

$$\frac{1}{6} \times 5000 = 833.3333 \text{ mm} \approx 850 \text{ mm}$$

- tinggi komponen struktur pada muka joint

$$- t_1 = 7200 \text{ mm}$$

$$- t_2 = 400 \text{ mm}$$

$$- 450 \text{ mm}$$

Maka panjang daerah sendi plastis ( $l_0$ ) diambil yang terbesar 850 mm

Untuk point 2  $t_1$  diabaikan karena melebihi tinggi dinding geser yang ditinjau.

Berdasarkan SNI 2487 : 2013 Pasal 21.6.4.3 hal 182 Menentukan spasi tulangan transversal sepanjang  $l_0$  ialah

(  $h_x$  : jarak spasi horizontal kait silang atau kaki sengkang tertutup, pusat ke pusat maksimum pada semua muka kolom ).

$$- 6 \times \text{diameter longitudinal}$$

$$6 \times 16 = 96 \text{ mm}$$

$$- \frac{1}{2} \times \text{dimensi minimum komponen struktur}$$

$$\frac{1}{2} \times 350 = 150 \text{ mm}$$

$$- s_0 = 100 + \frac{350 - h_x}{3}$$

$$= 100 + \frac{350 - 250}{3}$$

$$= 133.333 \text{ mm}$$

( syarat  $s_0$  harus kurang dari 150 mm dan tidak perlu diambil kurang dari 100 )

maka jarak yang dipakai ialah jarak yang tidak boleh melebihi

$$\text{nilai syarat terkecil ialah} = 100 \text{ mm}$$

Jarak tulangan transversal di luar sendi plastis ditetapkan pada

SNI 2487 : 2013 pasal 21.3.5.4

Maka jarak yang dipakai harus memenuhi syarat sebagai berikut

$$s < d/2 \text{ atau}$$

$$s = 300 \text{ mm}$$

$$d/2 = \frac{4443}{2} = 2221.35 \text{ mm}$$

Jarak yang di pakai di pilih yang paling kecil  $a = 120 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} V_n &= 166514 + 218085.22 = 384599 \text{ kg} \\ \Phi V_n &= 0.65 \times 384598.8 = 249989 \text{ kg} \\ \Phi V_n &\geq V_u \\ 249989 \text{ kg} &\geq 249989.2 \text{ kg} \dots\dots\dots \text{Ok} \end{aligned}$$

#### 4.1.4 Penulangan Horizontal Ditinjau dari Arah Z

$$\begin{aligned} b_w &= 7200 \text{ mm} & f'_c &= 30 \text{ Mpa} \\ l_w &= 400 \text{ mm} & f_y &= 300 \text{ Mpa} \\ d &= \text{Jarak serat atas penampang ke pusat tulangan tarik} \\ &= \text{tebal selimut beton} + \text{diameter sengkang} + 1/2 \text{ diameter} \\ &\quad \text{tulangan longitudinal} + \text{jarak antar tulangan longitudinal} \\ &= 40 + 12 + 8 + 25 = 360 \text{ mm} \\ &\quad (\text{d ditinjau dari } l_w) \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI03-2847-2002 pasal 11.1

$$\begin{aligned} \Phi V_n &\geq V_u & \text{Dimana :} \\ & & V_c = V \text{ yang disumbangkan oleh beton} \\ V_u &= 395313.0 \text{ kg} & V_s = V \text{ yang disumbangkan tulangan} \\ \Phi &= 0.65 \\ V_n &= V_c + V_s \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI03 - 2847 - 2013 pasal 11.2.1.2

$$\begin{aligned} V_c &= 0.17 \left[ 1 + \frac{N_u}{14.A_g} \right] \lambda \sqrt{f'_c} b_w . d \\ &= 0.17 \left[ 1 + \frac{235141.45}{14 \times 2660000} \right] 1 \times \sqrt{30} \times 400 \times 360 \\ &= 134929.108 \text{ N} = 13492.911 \text{ kg} \\ V_u &> \Phi V_c \\ 3953130 &> 0.65 \times 134929.11 \\ 3953130 \text{ N} &> 87703.92 \text{ N} \text{ maka diperlukan tulangan geser} \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan transversal  $\emptyset 12$

$$\begin{aligned} \text{Tulang geser perlu } V_s \text{ perlu} &= V_u / \Phi - V_c \\ &= 3953130.0 / 0.65 - 134929.11 \\ &= 6081738.5 - 134929.1 = 5946809.35 \text{ N} \\ &= 594680.94 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan geser 32 kak  $\emptyset$  12

$$\begin{aligned} A_v &= 32 \times \frac{1}{4} \times \frac{22}{7} \times 12^2 \\ &= 3620.571 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned} A_v &\geq \frac{75 \sqrt{f'_c} \times b_w \times s}{1200 \times f_y} \\ 3620.57 \text{ mm}^2 &\geq \frac{75 \times \sqrt{30} \times 7200 \times 130}{1200 \times 300} \\ 3620.57 \text{ mm}^2 &\geq 1068.06 \text{ mm}^2 \quad \text{.....OK} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 11.4.7.2 hal 93

$$\begin{aligned} s &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\ s &= \frac{3620.6 \times 300 \times 360}{5946809} \\ &= 65.753 \text{ mm} \approx 450 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847 : 2013 pasal 21.6.4.1 hal 183 menentukan panjang daerah sendi plastis ( $l_0$ ) ialah

-  $1/6 \times$  Bentang bersih dinding geser

$$\frac{1}{6} \times 5000 = 833.3333 \text{ mm} \approx 850 \text{ mm}$$

- tinggi komponen struktur pada muka joint

$$- t_1 = 7200 \text{ mm}$$

$$- t_2 = 400 \text{ mm}$$

- 450 mm

Maka panjang daerah sendi plastis ( $l_0$ ) diambil yang terbesar 850 mm

Untuk point 2  $t_1$  diabaikan karena melebihi tinggi dinding geser yang ditinjau.

Berdasarkan SNI 2487 : 2013 Pasal 21.6.4.3 hal 182 Menentukan spasi tulangan transversal sepanjang  $l_0$  ialah :

(  $h_x$  : jarak spasi horizontal kait silang atau kaki sengkang tertutup, pusat ke pusat maksimum pada semua muka kolom ).

- 6 x diameter longitudinal

$$6 \times 22 = 132 \text{ mm}$$

-  $1/2 \times$  dimensi minimum komponen struktur

$$\frac{1}{2} \times 350 = 150 \text{ mm}$$

$$- s_o = 100 + \frac{350 - h_x}{3}$$

$$= 100 + \frac{350 - 250}{3}$$

$$= 133.333 \text{ mm}$$

( syarat so harus kurang dari 150 mm dan tidak perlu diambil kurang dari 100 )  
maka jarak yang dipakai ialah jarak yang tidak boleh melebihi nilai syarat  
terkecil ialah 100 mm

Jarak tulangan transversal di luar sendi plastis ditetapkan pada SNI 2487 : 2013  
pasal 21.3.5.4

Maka jarak yang dipakai harus memenuhi syarat sebagai berikut

$$s < d/2 \text{ atau}$$

$$s = 300 \text{ mm}$$

$$d/2 = \frac{360}{2} = 180 \text{ mm}$$

Jarak yang di pakai di pilih yang paling kecil adalah 130 mm

$$V_n = 13492.91 + 594680.94 = 608173.85 \text{ kg}$$

$$\Phi V_n = 0.65 \times 608173.85 = 395313.00 \text{ kg}$$

$$\Phi V_n \geq V_u$$

$$395313.00 \text{ kg} \geq 395313.00 \text{ kg} \dots\dots\dots \text{Ok}$$

#### 4.1.5. Panjang sambungan lewatan Tulangan Vertikal

Berdasarkan SNI 2847 : 2013 pas 12.2.2

$$l_d = \left( \frac{f_y \Psi_t \Psi_e}{2.1\lambda \sqrt{f_c'}} \right) db$$

$$\text{dimana : } \Psi_t = 1 \qquad \Psi_e = 1 \qquad \lambda = 1$$

$$l_d = \left( \frac{300 \times 1 \times 1}{2 \times 1 \times \sqrt{30}} \right) 22$$

$$= 574 \text{ mm}$$

$$l_d = 1.3 \times 573.8$$

$$= 745.946 \text{ mm} \approx 750 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847 : 2013 pasal 21.5.2.3 sambungan lewatan tidak boleh terjadi pada :

- Dalam joi
- 2 x tinggi komponen struktur dari muka joint  
 $2 \times 7200 = 14400 \text{ mm}$   
 $2 \times 400 = 800 \text{ mm}$   
nilai yang di pak 800 mm
- di luar sendi plastis

Berdasarkan SNI 2847 : 2013 Pasal 21.5.2.3 tentang jarak tulangan transversal pada panjang penyaluran ialah :

- $d/4$

$$\frac{360}{4} = 90 \text{ mm}$$

- 60 mm

Maka jarak tulangan transversal diambil lebih kecil dari nilai syarat yang terkecil ialah 60 mm



## **BAB V**

### **KESIMPULAN DAN SARAN**

#### **5.1 Kesimpulan**

Pada Analisa dinding geser dengan Kantilever pada bangunan Gedung Fakultas Ilmu Sosial Universitas Negeri Malang didapatkan dimensi dinding geser dengan panjang bentang 720 cm dan tebal 40 cm.

Sistem Dinding Geser kantilever merupakan sistem yang efektif dalam memikul gaya lateral dan membatasi defleksi akibat beban lateral karena dinding geser dapat mengontrol simpangan horizontal yang terjadi serta dapat mengontrol stabilitas struktur secara keseluruhan. Disamping itu, dinding geser dapat mereduksi jumlah dan jarak penulangan pada balok dan kolom.

Dari perhitungan penulangan dinding geser diperoleh hasil diantaranya sebagai berikut :

- Dinding geser direncanakan dengan lebar,  $l_w = 720$  cm dan tebal,  $t_w = 40$  cm.
- Tulangan pada Dinding Geser :
  - Tulangan vertikal atau tulangan longitudinal = 70 D 16
  - Tulangan horizontal atau tulangan transversal (sengkang) =  $\emptyset 12$  -150
  - Tulangan horizontal atau tulangan transversal (sengkang) pada sendi plastis dan pada sambungan lewatan tulangan vertical =  $\emptyset 12$  -150
  - Sambungan lewatan,  $l_d = 759$  mm

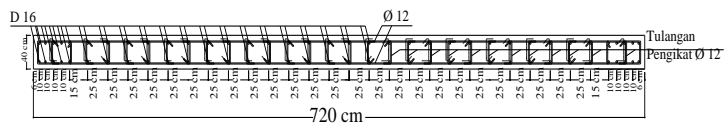
## 5.2 Saran

Struktur dinding geser sangat efektif dalam menyumbangkan kekakuan yang besar pada suatu struktur. Ini diantaranya bertujuan untuk mendapatkan perhitungan dari keamanan, kekuatan, keestabilan, elastisitas dan kenyamanan dalam tahap penggunaan bangunan serta pertimbangan biaya, waktu, pelaksanaan konstruksi dan keekonomisannya.

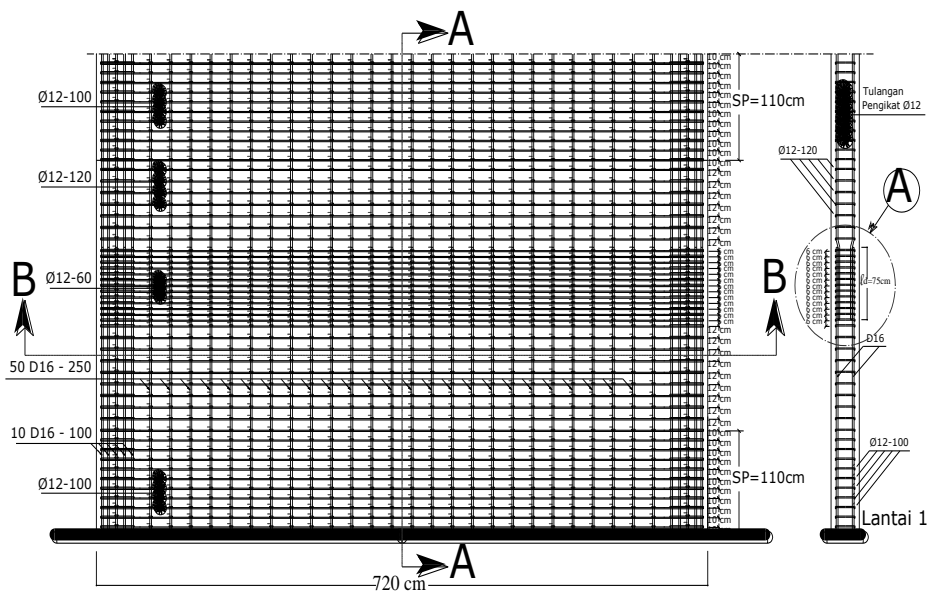
Dengan kemajuan teknologi komputerisasi saat ini, perencanaan struktur gedung dengan dinding geser kantilever dan analisis gempa Static 3D, dapat menggunakan fasilitas program computer StaadPro yang mampu menghasilkan analisa struktur, tetapi tetap harus dikontrol dengan memperhatikan peraturan-peraturan dan syarat-syarat dalam Standar Nasional Indonesia (SNI) dan peraturan-peraturan lainnya sesuai aslinya.

## Daftar Pustaka

- Badan Standarisasi Nasional. 2012. *SNI 1726 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*. Jakarta: BSN.
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. *SNI 2487 Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung SNI*. Jakarta: BSN.
- Fauziah, Lilik. 2013. *Pengaruh Penempatan Dinding Geser Terhadap Simpangan Bangunan Beton Bertulang Bertingkat Banyak Akibat Beban Gempa*. *Jurnal Sipil Statik*. Manado: Universitas Sam Ratulagi Manado.
- Paulay, T., Priesly, M.J.N. 1923. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. United States of Amerika: A Wiley Interscience Publication.
- Prof. Ir.Rachmat Purwono, M.Sc,Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa. Edisi kedua.
- Prof.Ir.Bambang Budiono,M.E.,PhD,Lucky Suprianta, ST, Studi Komparasi Desain Bangunan Tahan Gempa.



DETAIL POTONGAN B - B  
Skala 1 : 350



DETAIL PENULANGAN DINDING GESER PADA LANTAI 1  
Skala 1 : 350

DETAIL POTONGAN A - A  
Skala 1 : 350



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
TEKNIK SIPIL 5.1  
2016

SKRIPSI

ALTERNATIF PERENCANAAN DINDING GESER (SHEAR WALL) DENGAN SISTEM KANTILEVER PADA GEJANG  
FAKULTAS ILMU SOSIAL UNIVERSITAS NEGERI  
MALANG

KETERANGAN

SP : SENDI PLASTIS  
SATUAN : cm

MENGETAHUI DOSEN PEMBIMBING 1

Ir. Agus Setiawan, M.T.

MENGETAHUI DOSEN PEMBIMBING 2

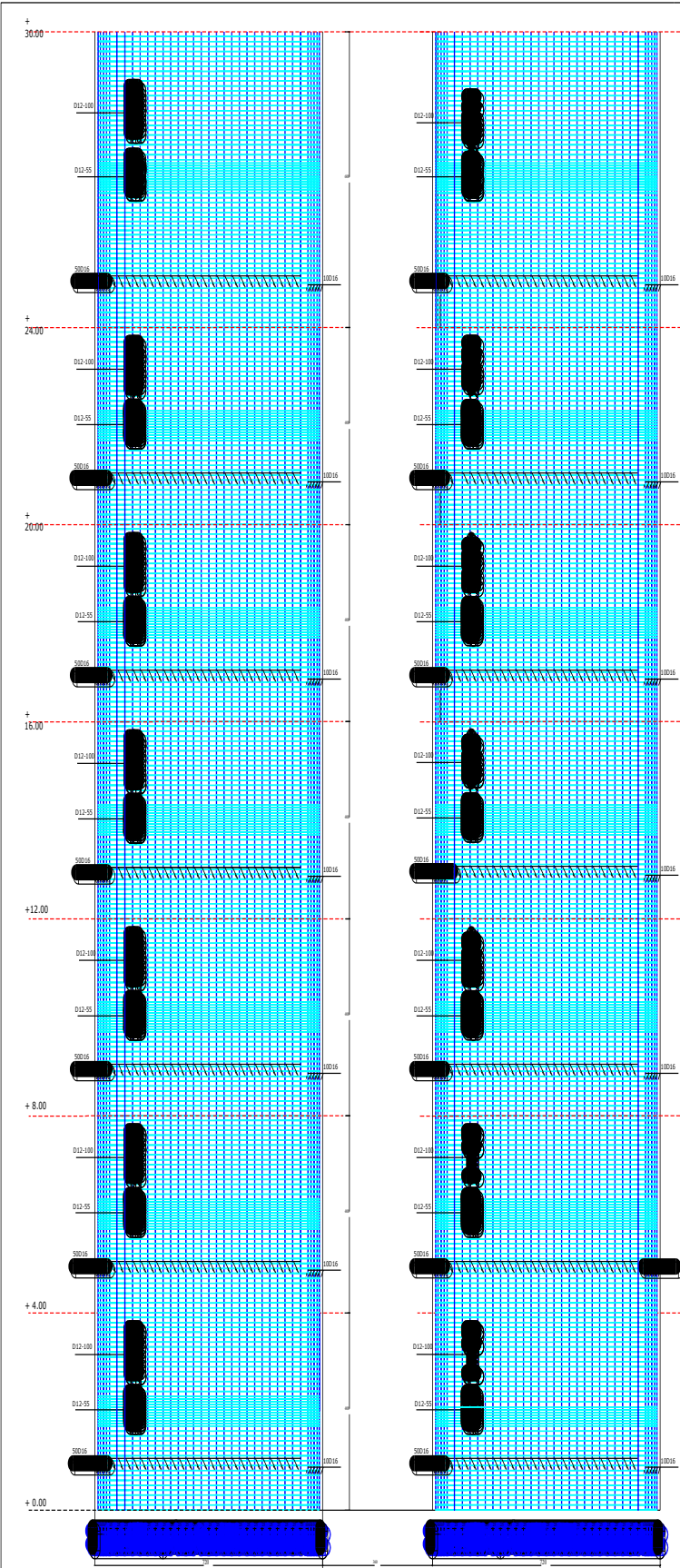
Ir. Ester Prihatin, M.T.

DIGAMBAR OLEH:

CHRISTOAG AMBAL  
P221002

NAMA GAMBAR	SKALA
DETAIL SEGMENT 1	1 : 350

NOMOR LEMBAR	JUMLAH LEMBAR



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
TEKNIK SIPIL S-1  
2016

JUDUL SKRIPSI

ALTERNATIF PERENCANAAN DINDING GESER  
(SHEAR WALL) DENGAN SISTEM KANTILEVER  
PADA GEDUNG FAKULTAS ILMU SOSIAL  
UNIVERSITAS NEGERI  
MALANG

KETERANGAN

MENGETAHUI DOSEN PEMBIMBING

Ir. A. Agus Santosa, M.T.

Ir. Ester Priskasari, M.T.

DIGAMBAR OLEH:

CRISTOVAO AMARAL  
(14.21.302)

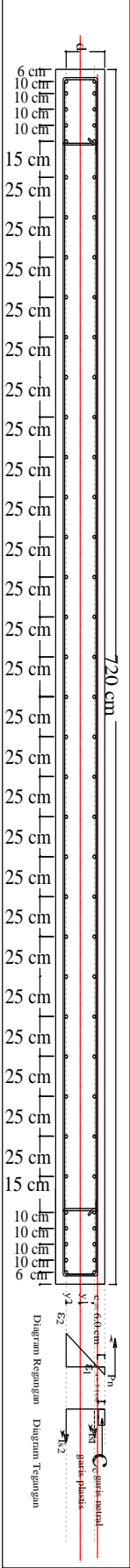
NAMA GAMBAR

SKALA

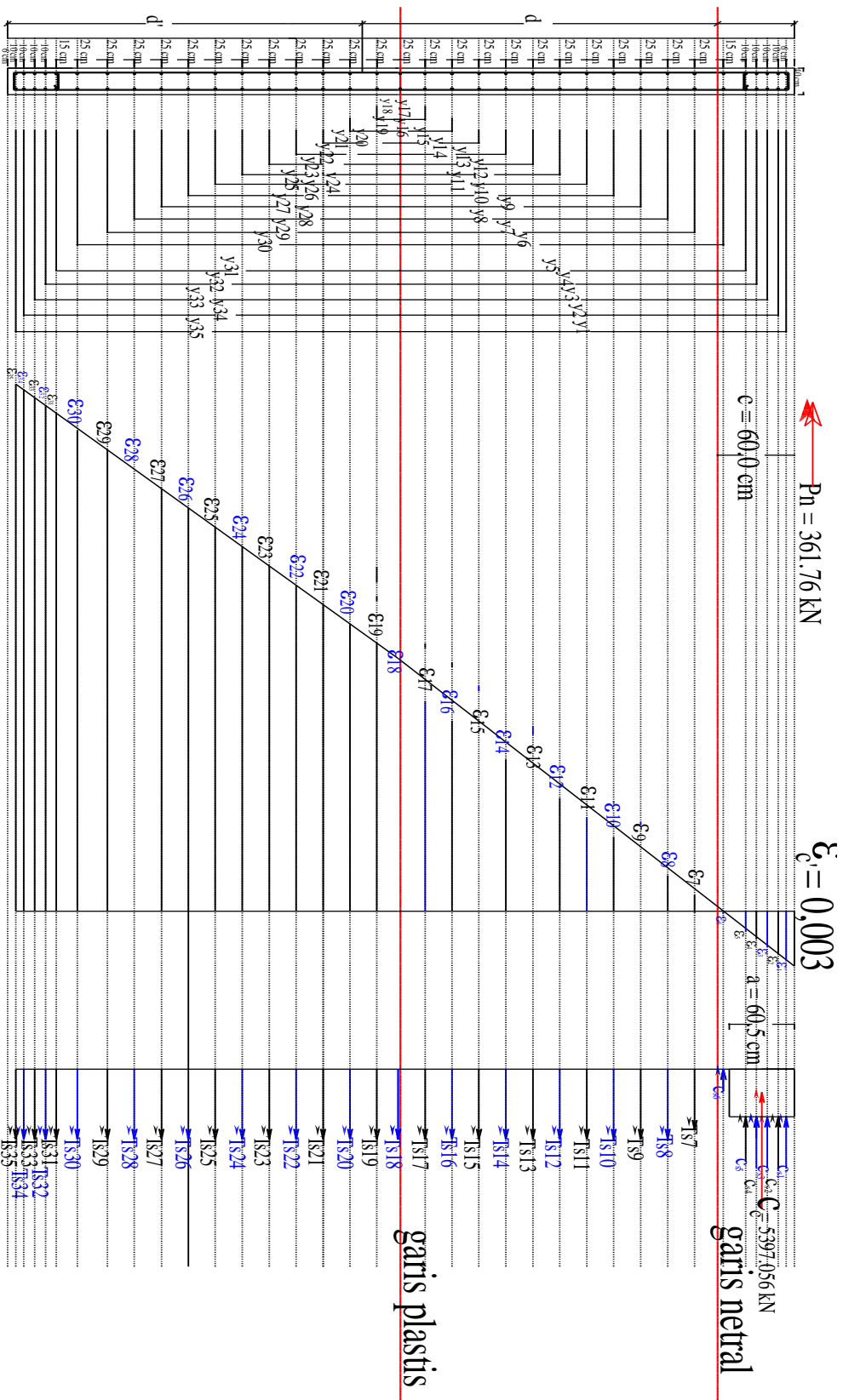
1 : 250

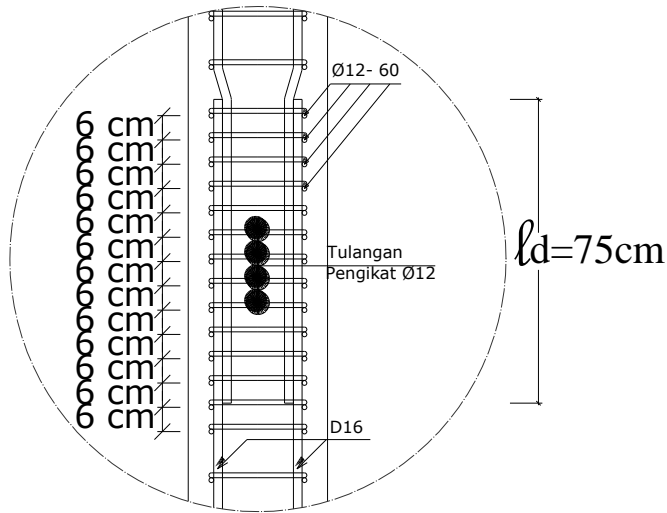
NOMOR LEMBAR

JUMLAH LEMBAR



Potongan Penampang





**DETAIL SAMBUNGAN A**  
Skala 1 : 70



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
TEKNIK SIPIL S-1  
2016

SKRIPSI

ALTERNATIF PERENCANAAN DINDING GESER (SHEAR WALL) DENGAN SISTEM KANTILEVER PADA GEDUNG  
FAKULTAS ILMU SOSIAL, UNIVERSITAS NEGERI  
MALANG

KETERANGAN

$l_d$  : Panjang Sambungan Lewatan  
Sambun : cm

MENGETAKSI DOSEN PEMBIMBING 1

Ir. A. Agus Santosa, M.T.

MENGETAKSI DOSEN PEMBIMBING 2

Ir. Edoir Pritakassar, M.T.

DIGAMBAR OURN

CERITONGO AMMAL  
TEKNIK

NAMA GAMBAR	SKALA
DETAIL SAMBUNGAN "A"	1 : 70
NOMOR LEMBAR	JUMLAH LEMBAR



